

**TUGAS AKHIR TERAPAN - 145501**

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG MANUNGGAL STA 7+600 PROYEK TOL  
KRIAN – LEGUNDI – BUNDER – MANYAR SEKSI I  
GRESIK, JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN  
METODE PILE SLAB**

**MOCHAMMAD AGUS SETIAWAN**

**NRP.10111500000113**

**NUR HUDA**

**NRP. 10111500000146**

**Dosen Pembimbing 1**

**Ir. IBNU PUDJI R, MS**

**NIP. 19600105 198603 1 003**

**Dosen Pembimbing 2**

**Ir. CHOMAEDHI, CES., Geo.**

**NIP. 19550319 198403 1 001**

**DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL**

**Fakultas Vokasi**

**Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya**

**2018**



**TUGAS AKHIR TERAPAN - 145501**

**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG MANUNGGAL (STA 7+600) PADA  
PROYEK JALAN TOL KRIAN – LEGUNDI –  
BUNDER – MANYAR SEKSI 1, GRESIK, JAWA  
TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN METODE PILE  
SLAB**

**MOCHAMMAD AGUS SETIAWAN**

**NRP.10111500000113**

**NUR HUDA**

**NRP. 10111500000146**

**Dosen Pembimbing 1**

**Ir. IBNU PUDJI R, MS**

**NIP. 19600105 198603 1 003**

**Dosen Pembimbing 2**

**Ir. CHOMAEDHI, CES., Geo.**

**NIP. 19550319 198403 1 001**

**DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL**

**Fakultas Vokasi**

**Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya**

**2018**



**TUGAS AKHIR TERAPAN - 145501**

**MODIFICATION OF DESIGN STRUCTURE OF  
EMBUNG BRIDGE (STA 7 + 600) PROJECT TOL  
KRIAN - LEGUNDI - BUNDER - MANYAR SECTION  
I GRESIK, EAST JAVA USING SLAB PILE METHOD**

**MOCHAMMAD AGUS SETIAWAN**

**NRP.10111500000113**

**NUR HUDA**

**NRP. 10111500000146**

**Dosen Pembimbing 1**

**Ir. IBNU PUDJI R, MS**

**NIP. 19600105 198603 1 003**

**Dosen Pembimbing 2**

**Ir. CHOMAEDHI, CES., Geo.**

**NIP. 19550319 198403 1 001**

**DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL**

**Fakultas Vokasi**

**Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya**

**2018**

# LEMBAR PENGESAHAN

## MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN EMBUNG MANUNGKAL STA 7+600 PROYEK TOL KRIAN – LEGUNDI – BUNDER – MANYAR SEKSI I GRESIK, JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN METODE PILE SLAB

Surabaya, 04 Juli 2018  
Disusun oleh:

Mahasiswa I



**M. AGUS SETIAWAN**  
10111500000113

Mahasiswa II



**NUR HUDA**  
10111500000146

Mengetahui,

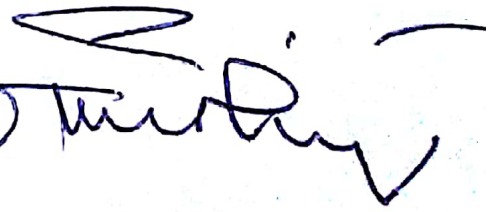
24 JUL 2018

Dosen Pembimbing I

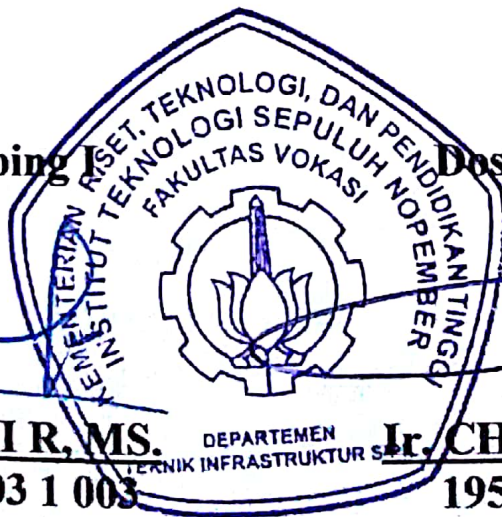


**Ir. IBNU PUDJI R, MS.**  
19600105 198603 1 003

Dosen Pembimbing II



**Ir. CHOMAEDHI, CES. Geo**  
19550319 198403 1 001





**MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN EMBUNG  
MANUNGGAL STA 7+600 PROYEK TOL KRIAN –  
LEGUNDI – BUNDER – MANYAR SEKSI I GRESIK,  
JAWA TIMUR DENGAN MENGGUNAKAN METODE  
PILE SLAB**

**Nama Mahasiswa I : M. Agus Setiawan**  
**NRP : 10111500000113**  
**Jurusan : D III Teknik Infrastruktur Sipil**

**Nama Mahasiswa II : Nur Huda**  
**NRP : 10111500000146**  
**Jurusan : D III Teknik Infrastruktur Sipil**

**Dosen Pembimbing I : Ir. IBNU PUDJI R, MS.**  
**NIP : 19600105 198603 1 003**

**Dosen Pembimbing II : Ir. CHOMAEDHI, CES. Geo**  
**NIP : 19550319 198403 1 001**

## Abstrak

Jembatan Embung Manunggal merupakan jembatan yang termasuk dalam paket pembangunan ruas jalan Tol Krian – Legundi – Bunder – Manyar paket 1 yang terletak di Gresik, Jawa Timur. Jembatan Embung Manunggal memiliki total bentang 138 m dan lebar total jembatan 25,2 m. Dalam perencanaan ini, kami melakukan modifikasi desain menggunakan metode *slab on pile* dengan memperhatikan faktor modifikasi (R), zona gempa sesuai dengan peraturan yang terbaru. Standar pembebanan pada struktur mengacu pada SNI 1725-2016 (Standar Pembebanan Untuk Jembatan) dan pembebanan gempa mengacu pada SNI Gempa 2833 - 2013 (Jembatan). Analisa struktur dilakukan dengan menggunakan bantuan software SAP2000. Hasil perencanaan menunjukkan bahwa struktur jembatan *slab on pile* Embung aman secara analisis.

Dari hasil perhitungan modifikasi desain struktur jembatan embung manunggal didapatkan hasil berupa parapet samping dengan dimensi 500 x 1200 mm dan parapet tengah dengan dimensi 800 x 1200 mm, slab lantai dengan tebal 400 mm, abutment dengan tinggi 5,05 m dan 3,55 m menggunakan pondasi spun pile Ø80 dan Ø60 berjumlah 24 buah, dan bearing pad dimensi 400 x 125 x 25 mm.

**Kata kunci:** Jembatan, *Slab on Pile*, *Pile Head*, Manunggal, Faktor modifikasi (R), *Spun Pile*.

**MODIFICATION OF DESIGN STRUCTURE OF EMBUNG  
BRIDGE STA 7 + 600 PROJECT TOL KRIAN - LEGUNDI -  
BUNDER - MANYAR SECTION I GRESIK, EAST JAVA  
USING SLAB PILE METHOD**

**Name of Student I : M. Agus Setiawan**  
**NRP : 10111500000113**  
**Department : D III Civil Infrastructure Engineering**

**Name of Student II : Nur Huda**  
**NRP : 10111500000146**  
**Department : D III Civil Infrastructure Engineering**

**Supervisor I : Ir. IBNU PUDJI R, MS.**  
**NIP : 19600105 198603 1 003**

**Supervisor II : Ir. CHOMAEDHI, CES. Geo**  
**NIP : 19550319 198403 1 001**

## Abstract

Embung Manunggal Bridge is a bridge that is included in the development package of Krian - Legundi - Bunder - Manyar Toll road 1 package located in Gresik, East Java. Embung Manunggal Bridge has a total span of 138 m and a total bridge width of 25.2 m. In this planning, we modified the design using slab on pile method with respect to modification factor (R), earthquake zone according to the latest regulations. The loading standards on structures refer to SNI 1725-2016 (Bridge Loading Standard) and earthquake loading refer to SNI Earthquake 2833 - 2013 (Bridge). Structural analysis is done using SAP2000 software. The result of planning shows that the structure of slab bridge on pile Embung is safe by analysis.

From the calculation results modification design bridge structure embung manunggal obtained results of a parapet side with dimensions of 500 x 1200 mm and the middle parapet with dimensions of 800 x 1200 mm, slab floor with 400 mm thick, abutment with a height of 5.05 m and 3.55 m using foundation spun pile Ø80 and Ø60 amounted to 24 pieces, and bearing pad dimensions 400 x 125 x 25 mm.

**Keywords:** Bridge, Slab on Pile, Pile Head, Manunggal, Modification factor (R), Spun Pile.



**BERITA ACARA**  
**TUGAS AKHIR TERAPAN**  
PROGRAM STUDI DIPLOMA TIGA TEKNIK SIPIL  
DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
FAKULTAS VOKASI ITS

No. Agenda :  
041523/IT2.VI.8.1/PP.05.02/2018

Tanggal : 10 Juli 2018

**Judul Tugas Akhir Terapan**

Modifikasi Desain Struktur Jembatan Embung STA 7+600 Dengan Menggunakan Pile Slab Pada Proyek Tol Krian - Legundi - Bunder Manyar Gresik, Jawa Timur

Nama Mahasiswa	Mochamad Agus Setiawan	NRP	10111500000113
Nama Mahasiswa	Nur Huda	NRP	10111500000146
Dosen Pembimbing 1	Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 196001051986031003	Tanda tangan	
Dosen Pembimbing 2	Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 195503191984031001	Tanda tangan	

URAIAN REVISI	Dosen Penguji
	Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 196001051986031003
Tahan panjang penyuluran tulangan spiral pile ke dalam pier head dan wing wall	
	Ir. Sungkono, CES NIP 195911301986011001
Ditambahkan ceiling/bubungan pada horisontalnya sehingga memang dibentuk kemiringan 1:10	
	Ir. Rachmad Basuki, MS NIP 196411141989031001
1. Gambar Elastomeric Bearing Pad Silengkapan.	
	Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 195503191984031001

PERSETUJUAN HASIL REVISI			
Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Penguji 4
Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 196001051986031003	Ir. Sungkono, CES NIP 195911301986011001	Ir. Rachmad Basuki, MS NIP 196411141989031001	Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 195503191984031001

Persetujuan Dosen Pembimbing Untuk Penjilidan Buku Laporan Tugas Akhir Terapan

Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
Ir. Ibnu Pudji R, MS NIP 196001051986031003	Ir. Chomaedhi, CES. Geo NIP 195503191984031001



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60116  
Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025  
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama

: 1. MOCHAMAD ABUS SETIAWAN

2. NUR HUDA

NRP

: 11011150000113

21011150000146

Judul Tugas Akhir

: MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN EMBUNG STA 7+600 PADA  
PROYEK TOLL KLBM, KABUPATEN GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN PILE SLAB.

Dosen Pembimbing

: 1. Ir. BNU. RUDJI RAHARDJO, MS.

2. Ir. CHOMAEDHI, CES. Geo

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1.	27-02-2018	- Hitung tekanan tanah aktif (manzil)				
		- Hitung daya dukung tanah (su/60)				
		per meter.		B	C	K
		- Kedalaman maksimal 4d.		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2.	06-03-2018	- Tambahi Plat (kasih tumpuan rol)				
		Sementara.				
		- Dilatasi dibagi 2		B	C	K
		- Pile jangan dikasih 1 deree		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		(minim 2 deree). Jarak minim 3D				
3.	22-03-2018	- Dilatasi diganti 3 ( $\frac{1}{3}$ )				
		L = bentang total		B	C	K
		- Perbaiki gambar SAP		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Lanjutkan laporannya				
		- Masukkan pembebanan di slab				
4.	03-04-2018	- Cek kembali pembebanan di slab		B	C	K
		dan spun pile		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Cek kembali momen juga				
		- Hitung Puntiang				
				B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket.

B = Lebih cepat dari jadwal  
C = Sesuai dengan jadwal  
K = Terlambat dari jadwal



KEMENTERIAN RISET, TEKNOLOGI, DAN PENDIDIKAN TINGGI  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER  
FAKULTAS VOKASI

DEPARTEMEN TEKNIK INFRASTRUKTUR SIPIL  
Kampus ITS, Jl. Menur 127 Surabaya 60118  
Telp. 031-5947637 Fax. 031-5938025  
<http://www.diplomasipil-its.ac.id>

ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama

: 1 MOHAMMAD AGUS SETIawan

2 NUR HUDA

NRP

: 1 1011500000113

2 1011500000146

Judul Tugas Akhir

: MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN EMBUNG STA 7+600 PADA  
PROYEK TOLL KLAM, KABUPATEN GRESIK DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB

Dosen Pembimbing

: 1. Ir. IBNU PUJJI R. MS

2. Ir. CHOMAEDHI, CES, Geo

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
5.	24-04-2018	- Ganti permodelan spun pile yang ada di dilatasi				
		- Cet momen dan gaya yang terjadi		B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6.	09-05-2018	- Ganti permodelan pier head yang ada di dilatasi		B	C	K
		- Cet momen dan gaya yang terjadi		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7.		- Gempa disesuaikan di empat lotasi		B	C	K
		- Input pembebanan pada SAP		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Permodelan dimiringkan sesuai trase				
		- Perhitungan pier head menggunakan geser pons		B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		- Tiang pada dilatasi tidak dimiringkan.				
		- Pembebanan area / poin sebelum dimasukkan, dibagi jumlahnya.		B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket.

B = Lebih cepat dari jadwal

C = Sesuai dengan jadwal

K = Terlambat dari jadwal

## KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan syukur kehadirat Allah SWT, atas rahmat dan hidayah-Nya Proposal Proyek Akhir kami yang berjudul “Modifikasi Desain Struktur Jembatan Embung Manunggal STA 7+600 Pada Proyek Jalan Tol Krian – Legundi – Bunder – Manyar Seksi I Gresik, Jawa Timur dengan Menggunakan Metode Slab Pile” dapat tersusun serta terselesaikan dengan baik dan kami dapat mempresentasikan pada Sidang Proposal Proyek Akhir.

Proyek Akhir ini merupakan salah satu syarat akademis pada program studi Diploma III Teknik Infrastruktur Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Tujuan dari penulisan Proposal Tugas Akhir ini agar mahasiswa dapat memahami serta mengetahui langkah kerja dalam pekerjaan struktur jembatan.

Tersusunnya Laporan Proposal Tugas Akhir ini tidak lepas dari bantuan serta bimbingan orang sekitar. Dalam kesempatan ini kami mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu penyusunan Proposal Tugas Akhir ini, yaitu:

1. Bapak Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS dan Bapak Ir. Chomaedhi, CES. Geo selaku dosen pembimbing dalam proposal Tugas Akhir kami.
2. Orang Tua dan Keluarga kami yang telah memberi dorongan baik moril maupun materil yang tak terhingga, sehingga kami dapat menyelesaikan Proposal Tugas Akhir ini.
3. Rekan-rekan mahasiswa Departemen Teknik Infrastruktur Sipil ITS Surabaya yang telah banyak membantu penyelesaian Proposal Tugas Akhir ini.



4. Seluruh pihak yang secara langsung ataupun tidak langsung telah membantu kami dalam menyelesaikan Proposal Tugas Akhir kami, yang tidak dapat disebutkan satu persatu.

Surabaya, 04 Juli 2018

Penulis



## DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN .....	i
ABSTRAK .....	iii
KATA PENGANTAR.....	vi
DAFTAR ISI .....	ix
DAFTAR GAMBAR.....	xv
DAFTAR TABEL .....	xix
BAB I .....	1
PENDAHULUAN .....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	3
1.3 Batasan Masalah.....	4
1.4 Maksud dan Tujuan .....	4
1.5 Manfaat.....	5
1.6 Data Eksisting Jembatan.....	6
1.7 Eksisting .....	7
BAB II .....	13
TINJAUAN PUSTAKA.....	13
2.1 Definisi Jembatan .....	13
2.2 Bagian-bagian Jembatan.....	14
2.2.1 Bangunan Atas.....	14
2.2.2 Bangunan Bawah .....	14
2.3 Pembebanan.....	14
2.3.1 Bangunan Atas.....	15

2.3.2	Bangunan Bawah .....	19
2.4	Perencanaan Elemen-Elemen Jembatan .....	32
2.4.1	Bangunan Atas.....	32
2.4.1.1	Bangunan Sekunder .....	32
2.4.1.2	Bangunan Utama.....	33
2.4.2	Bangunan Bawah .....	35
2.4.2.1	Abutment .....	35
2.4.2.2	Pondasi dan Pilar (Spun Pile) .....	39
2.5	Perencanaan Penulangan Jembatan .....	44
2.5.1	Penulangan Lentur .....	44
2.5.2	Penulangan Geser .....	45
2.5.3	Penulangan Torsi .....	45
BAB III.....		47
METODOLOGI .....		47
3.1	Pengumpulan Data.....	47
3.2	Metode Desain Jembatan.....	48
3.3	Urutan Desain Jembatan .....	48
3.4	Bagan Alir.....	52
BAB IV.....		55
PERENCANAAN BANGUNAN ATAS .....		55
4.1	Perencanaan parapet samping.....	55
4.2	Perencanaan parapet tengah.....	60
4.3	Perencanaan desain struktur slab on pile .....	65

BAB V .....	81
PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH .....	81
5.1 Perencanaan abutment kiri.....	81
5.1.1 Desain dimensi abutment.....	81
5.1.2 Perencanaan pondasi abutment.....	82
5.1.3 Perhitungan gaya aksial spun pile.....	99
5.1.4 Perhitungan daya dukung tanah.....	105
5.1.5 Perhitungan efisiensi tiang pancang .....	108
5.1.6 Kontrol kekuatan tiang pancang .....	108
5.1.7 Kontrol terhadap gaya aksial vertikal .....	109
5.1.8 Kontrol terhadap beban horisontal.....	110
5.1.9 Kontrol terhadap momen .....	112
5.1.10 Kontrol stabilitas abutment.....	112
5.2 Perencanaan abutment kiri.....	117
5.2.1 Desain dimensi abutment.....	117
5.2.2 Perencanaan pondasi abutment.....	118
5.2.3 Perhitungan gaya aksial spun pile.....	134
5.2.4 Perhitungan daya dukung tanah.....	140
5.2.5 Perhitungan efisiensi tiang pancang .....	143
5.2.6 Kontrol kekuatan tiang pancang .....	143
5.2.7 Kontrol terhadap gaya aksial vertikal .....	144
5.2.8 Kontrol terhadap beban horisontal.....	145
5.2.9 Kontrol terhadap momen .....	147
5.2.10 Kontrol stabilitas abutment.....	147
5.3 Perencanaan poer kiri .....	152

5.3.1	Analisis gaya dan momen poer.....	152
5.3.2	Perhitungan gaya dan momen poer.....	157
5.3.3	Perhitungan penulangan.....	158
5.4	Perencanaan poer kanan .....	163
5.4.1	Analisis gaya dan momen poer.....	163
5.4.2	Perhitungan gaya dan momen poer.....	168
5.4.3	Perhitungan penulangan.....	169
5.5	Perencanaan dinding abutment kiri.....	174
5.5.1	Analisis pembebanan .....	174
5.5.2	Perhitungan gaya dan momen.....	179
5.5.3	Perhitungan penulangan.....	180
5.6	Perencanaan dinding abutment kanan.....	185
5.6.1	Analisis pembebanan .....	185
5.6.2	Perhitungan gaya dan momen.....	190
5.6.3	Perhitungan penulangan.....	191
5.7	Perencanaan korbel .....	196
5.7.1	Analisis pembebanan .....	196
5.7.2	Perhitungan gaya dan momen.....	197
5.7.3	Perhitungan penulangan.....	198
5.8	Perencanaan longitudinal stopper .....	202
5.8.1	Analisis pembebanan .....	202
5.8.2	Perhitungan gaya dan momen.....	205
5.8.3	Perhitungan penulangan.....	206
5.9	Perencanaan wing wall kiri .....	209
5.9.1	Analisis pembebanan .....	209
5.9.2	Perhitungan penulangan.....	211

5.10 Perencanaan wing wall kanan .....	214
5.10.1 Analisis pembebanan .....	214
5.10.2 Perhitungan penulangan.....	216
5.11 Perencanaan plat injak .....	219
5.11.1 Analisis pembebanan .....	219
5.11.2 Perhitungan gaya dan momen.....	220
5.11.3 Perhitungan penulangan.....	221
5.12 Perencanaan pier head dilatasi .....	224
5.12.1 Jarak tiang dan kedalaman tiang.....	224
5.12.2 Dimensi pier head .....	225
5.12.3 Kombinasi pembebanan.....	226
5.12.4 Perhitungan penulangan.....	229
5.13 Perencanaan pier head.....	232
5.14 Perencanaan longitudinal stopper di atas dilatasi.....	233
5.14.1 Analisis pembebanan .....	234
5.14.2 Perhitungan gaya dan momen.....	235
5.14.3 Perhitungan penulangan.....	236
BAB VI.....	241
PERENCANAAN PERLETAKAN .....	241
6.1 Menentukan desain perletakan .....	241
6.2 Menentukan desain anchor .....	243
6.3 Menentukan desain shear connector .....	245

BAB VII .....247

PENUTUP .....247

DAFTAR PUSTAKA.....249



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Peta Lokasi Proyek .....	7
Gambar 1.2 Detail Lokasi Proyek .....	8
Gambar 1.3 Lokasi Proyek .....	9
Gambar 1.4 Lay Out Eksisting Jembatan .....	10
Gambar 1.5 Desain Eksisting Memanjang Jembatan .....	11
Gambar 1.6 Desain Eksisting Melintang Jembatan .....	12
Gambar 2.1 Beban Lajur "D" .....	16
Gambar 2.2 Beban "D": BTR vs Panjang dibebani .....	17
Gambar 2.3 Faktor beban dinamis untuk BGT dan pembebanan lajur "D" .....	18
Gambar 2.4 Pembebanan truck "T" .....	19
Gambar 2.5 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) .....	21
Gambar 2.6 Peta Respons Spektra Percepatan 0,2 detik di batuan dasar .....	22
Gambar 2.7 Peta Respons Spektra Percepatan 1 detik di batuan dasar .....	22
Gambar 2.8 Bentuk Tipikal Respons Spektra Di Permukaan Tanah .....	25
Gambar 2.9 Tekanan Tanah Tambahan .....	29
Gambar 2.10 Tekanan Tanah Akibat Gempa .....	30
Gambar 2.11 Pembebanan Pada Parapet Jembatan .....	32
Gambar 2.12 Kontrol Terhadap Geser Pons .....	33
Gambar 2.13 Pile Head .....	34

Gambar 4.1 Ilustrasi pembebanan pada parapet samping .....	55
Gambar 4.2 Ilustrasi pembebanan parapet tengah.....	60
Gambar 4.3 Potongan melintang slab on pile.....	65
Gambar 4.4 Potongan memanjang slab on pile .....	66
Gambar 4.5 Asumsi beban hidup lalu-lintas .....	67
Gambar 4.6 Potongan memanjang slab on pile .....	72
Gambar 4.7 Mx Lapangan SAP2000.....	75
Gambar 4.8 MySAP2000 .....	75
Gambar 4.9 Mx Tumpuan SAP2000 .....	76
Gambar 4.10 Kontur momen plat 40 cm .....	77
Gambar 5.2 Pembebanan Abutmen kanan .....	82
Gambar 5.3 Pembagian segmen .....	83
Gambar 5.4 Asumsi beban hidup lalu-lintas .....	86
Gambar 5.5 Beban tekanan tanah aktif.....	87
Gambar 5.6 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA).....	89
Gambar 5.7 Peta Respons Spektra Percepatan 1 detik di batuan dasar .....	90
Gambar 5.8 Bentuk tipikal respon spektra .....	93
Gambar 5.9 Konfigurasi Spun pile abutment .....	102
Gambar 5.10 Letak titik guling.....	113
Gambar 5.11 Pembebanan Abutmen kiri .....	118
Gambar 5.12 Pembagian segmen .....	119
Gambar 5.13 Asumsi beban hidup lalu-lintas.....	121
Gambar 5.14 Beban tekanan tanah aktif.....	122
Gambar 5.15 Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA).....	124

Gambar 5.16 Peta Respons Spektra Percepatan 1 detik di batuan dasar.....	125
Gambar 5.17 Bentuk tipikal respon spektra .....	128
Gambar 5.18 Konfigurasi Spun pile abutment .....	137
Gambar 5.19 Letak titik guling.....	148
Gambar 5.20 Beban pad poer kiri.....	152
Gambar 5.21 Konfigurasi Spun pile abutment .....	155
Gambar 5.22 Analisis gaya dan momen.....	157
Gambar 5.23 Beban pada poer kanan.....	163
Gambar 5.24 Konfigurasi Spun pile abutment .....	166
Gambar 5.25 Analisis gaya dan momen.....	168
Gambar 5.26 Analisa pembebanan pada breast wall kiri abutment .....	174
Gambar 5.27 Asumsi beban hidup lalu-lintas.....	175
Gambar 5.28 Analisa pembebanan pada breast wall kanan abutment .....	185
Gambar 5.29 Asumsi beban hidup lalu-lintas.....	186
Gambar 5.30 Analisa pembebanan pada korbel .....	196
Gambar 5.31 Analisa pembebanan pada longitudinal stopper .....	202
Gambar 5.32 Analisa pembebanan pada wing wall kiri .....	209
Gambar 5.33 Analisa pembebanan pada wing wall kanan .....	214
Gambar 5.34 Pembebanan pada plat injak .....	219
Gambar 5.35 Kontur momen maksimum pier head.....	227
Gambar 5.37 Mx Lapangan SAP2000.....	227
Gambar 5.38 Mx Tumpuan SAP2000 .....	228

Gambar 5.39 My SAP2000 .....228

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Berat Jenis Bahan .....	15
Tabel 2.2 Kelas Situs .....	23
Tabel 2.3 Faktor Amplifikasi Untuk Periode 0 detik dan 0,2 detik ( $F_{PGA}/F_a$ ).....	24
Tabel 2.4 Besarnya nilai faktor simplifikasi untuk periode 1 detik ( $F_v$ ) .....	24
Tabel 2.5 Zona Gempa .....	26
Tabel 2.6 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Bangunan Bawah. 27	
Tabel 2.7 Faktor Modifikasi Respon (R) untuk Hubungan Antar Elemen.....	28
Tabel 2.8 Jenis Tipikal Pangkal Jembatan.....	36
Tabel 2.9 Faktor Reduksi .....	38
Tabel 2.10 Faktor Beban Menurut BMS 1992 .....	38
Tabel 2.11 Diameter Pondasi Tipikal .....	39
Tabel 4.1 Gaya reaksi akibat beban mati bang atas.....	65
Tabel 4.2 Beban-beban pada struktur slab on pile.....	70
Tabel 4.3 Kombinasi pembebanan layan.....	70
Tabel 4.4 Kombinasi pembebanan ultimate .....	71
Tabel 4.5 Data analisa geser pons .....	72
Tabel 5.1 Gaya reaksi akibat beban mati bang atas.....	82
Tabel 5.2 Perhitungan beban sendiri abutment.....	84
Tabel 5.3 Perhitungan statis momen abutment.....	85
Tabel 5.4 Kelas situs.....	91

Tabel 5.5 Faktor implifikasi .....	92
Tabel 5.6 Faktor amplifikasi.....	92
Tabel 5.7 Faktor modifikasi respon untuk bangunan bawah .....	94
Tabel 5.8 Faktor modifikasai respon untuk hubungan antar elemen struktur.....	94
Tabel 5.9 Perhitungan gaya dan momen .....	99
Tabel 5.10 Kemampuan gaya aksial per tiang .....	103
Tabel 5.11 Perhitungan daya dukung ijin tanah .....	106
Tabel 5.12 Resumes Pijin tiang pancang.....	109
Tabel 5.13 Berat timbunan tanah asli .....	113
Tabel 5.14 Rekapitulasi momen penahan abutment .....	113
Tabel 5.15 Rekapitulasi momen guling .....	115
Tabel 5.16 Gaya reaksi akibat beban mati bang atas.....	118
Tabel 5.17 Perhitungan beban sendiri abutment.....	120
Tabel 5.18 Perhitungan statis momen abutment.....	120
Tabel 5.19 Kelas situs.....	126
Tabel 5.20 Faktor implifikasi .....	127
Tabel 5.21 Faktor amplifikasi.....	127
Tabel 5.22 Faktor modifikasi respon untuk bangunan bawah .....	129
Tabel 5.23 Faktor modifikasai respon untuk hubungan antar elemen Struktur.....	129
Tabel 5.24 Perhitungan gaya dan momen .....	134
Tabel 5.25 Kemampuan gaya aksial per tiang .....	138
Tabel 5.26 Perhitungan daya dukung ijin tanah .....	141
Tabel 5.27 Resume Pijin tiang pancang .....	144
Tabel 5.28 Berat timbunan tanah asli .....	148

Tabel 5.29 Rekapitulasi momen penahan abutment .....	148
Tabel 5.30 Rekapitulasi momen guling .....	149
Tabel 5.31 Perhitungan gaya dan momen pada poer kiri .....	153
Tabel 5.32 Kemampuan gaya aksial per tiang .....	156
Tabel 5.33 Perhitungan reaksi spun pile.....	157
Tabel 5.34 Perhitungan momen poer.....	157
Tabel 5.35 Perhitungan gaya dan momen pada poer kiri .....	164
Tabel 5.36 Kemampuan gaya aksial per tiang .....	167
Tabel 5.37 Perhitungan reaksi spun pile.....	168
Tabel 5.38 Perhitungan momen poer.....	168
Tabel 5.39 Kombinasi 1 breast wall kiri.....	179
Tabel 5.40 Kombinasi 2 breast wall kiri.....	179
Tabel 5.41 Kombinasi 1 breast wall kanan.....	190
Tabel 5.42 Kombinasi 2 breast wall kanan.....	190
Tabel 5.43 Rekapitulasi pembebanan korbel.....	197
Tabel 5.44 Kombinasi 1 longitudinal stopper .....	203
Tabel 5.45 Kombinasi 2 longitudinal stopper .....	205
Tabel 5.46 Rekapitulasi berat wing wall kiri.....	209
Tabel 5.47 Rekapitulasi momen wing wall kiri.....	211
Tabel 5.48 Rekapitulasi berat wing wall kanan.....	214
Tabel 5.49 Rekapitulasi momen wing wall kanan.....	215
Tabel 5.50 Kombinasi pembebanan layan.....	226
Tabel 5.51 Kombinasi pembebanan ultimite .....	226
Tabel 5.52 Kombinasi 1 longitudinal stopper di atas pier head.....	235
Tabel 5.53 Kombinasi 2 longitudinal stopper di atas pier head.....	235

Tabel 6.1 Menentukan desain perletakan .....239



## **BAB I PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Peran Transportasi dalam pengembangan suatu wilayah sangatlah penting karena dengan adanya sarana transportasi maka arus perputaran ekonomi dapat berjalan dengan lancar. Salah satu alat transportasi yang biasa digunakan adalah jalan raya tetapi, sering kali dalam proses pembangunannya mengalami banyak kendala dan halangan baik itu berupa sungai, laut, danau, waduk, embung, jurang atau yang melintasi jalan penghalang lainnya. Oleh karena itu untuk menghubungkan dua buah jalan yang terpisahkan oleh suatu rintangan maka, yang diperlukan adalah suatu sarana berupa bangunan Jembatan. Dengan adanya sarana jembatan ini akan memberikan kelancaran aktifitas gerak khususnya untuk kegiatan perekonomian yang akan memacu laju pertumbuhan suatu wilayah.

Jembatan merupakan struktur yang dibangun dengan tujuan menghubungkan jalan yang terputus karena rintangan seperti sungai, danau, jalan raya, jalan kereta api, lembah, dll yang sangat diperlukan dalam sistem jaringan transportasi darat yang akan menunjang pembangunan nasional di masa yang akan datang. Oleh sebab itu perencanaan, pembangunan dan perawatan serta pabrikasi bahan suatu jembatan perlu diperhatikan dengan efektif dan efisien, sehingga pembangunan jembatan dapat mencapai mutu dan sasaran umur jembatan yang direncanakan.

Keamanan jembatan menjadi faktor utama yang harus diperhatikan dalam perancangan jembatan. Beban primer, beban sekunder, dan beban khusus harus diperhitungkan dalam perancangan jembatan agar memiliki ketahanan dalam menopang beban-beban tersebut. Keselamatan dan keamanan pengguna jembatan menjadi hal penting yang harus diutamakan.

Jembatan Embung Manunggal adalah salah satu bagian dari jalan tol Krian - Legundi - Bunder - Manyar, yang melintasi Embung (lihat gambar 1.2). Desain awal (kondisi eksisting) Jembatan Embung Manunggal ini memiliki panjang 138m dan memiliki 3 pilar

serta dilengkapi dengan 2 abutment yang berbentuk dinding beton yang dicor di tempat (lihat gambar 1.5) . Jembatan ini tidak dilengkapi dengan trotoar karena jalan tol direncanakan tidak diperuntukkan bagi pejalan kaki.

Jembatan Embung Manunggal ini, digunakan sebagai objek proyek akhir dengan metode awal pengerjaannya menggunakan metode konstruksi beton prategang, yang kemudian dimodifikasi dengan menggunakan metode konstruksi *pile slab* dengan mernpetimbangkan biaya yang murah serta desain yang simpel (lihat gambar 1.8). Dengan menggunakan slab on pile maka desain struktur lebih efisien serta tidak mengganggu kestabilan air yang ada di dalam Embung yang ada di jembatan. Sehingga, pilar yang semulanya menggunakan metode dinding dari beton akan dimodifikasi menggunakan metode *spun pile* yang berfungsi sebagai pondasi dan kolom.

Dari latar belakang tersebut, maka penulis mengangkatnya sebagai Tugas Akhir dengan Judul **“Modifikasi Desain Struktur Jembatan Embung Manunggal STA 7+600 Proyek Tol Krian – Legundi – Bunder – Manyar Seksi I Gresik, Jawa Timur Dengan Menggunakan Desain Slab On Pile”**. Tugas Akhir ini dilakukan untuk studi kasus perubahan desain struktur jembatan terutama pada desain yang digunakan dan struktur lainnya.

## 1.2 Rumusan Masalah

Untuk desain ulang suatu bangunan jembatan harus memperhatikan beberapa faktor yang akan mempengaruhi kualitas, kekuatan, kelayakan, dan kenyamanan dari suatu struktur bangunan yang akan dibuat. Berikut adalah masalah-masalah khusus yaitu:

1. Bagaimana prosedur desain dan cara menghitung bangunan atas jembatan yang meliputi:
  - Desain dimensi dan penulangan slab lantai kendaraan.
  - Desain parapet.
  - Desain Pile Head
2. Bagaimana merencanakan struktur bangunan bawah jembatan meliputi:
  - Desain Wing Wall.
  - Desain pondasi tiang pancang (spun pile).
  - Desain Abutment
  - Desain Plat Injak
3. Berapa hasil perhitungan struktur jembatan yang dititik beratkan pada desain dimensi, analisis struktur beserta kontrolnya dan bagaimana bentuk gambar tekniknya?
4. Bagaimana menggunakan R gempa yang benar dalam SNI 2833 2013 pada analisa jembatan?

### **1.3 Batasan Masalah**

Untuk menghindari penyimpangan pembahasan dari masalah yang telah diuraikan di atas dan karena keterbatasan waktu dalam pengerjaan tugas akhir ini, maka diperlukan adanya batasan masalah. Dalam penyusunan tugas akhir ini, permasalahan akan dibatasi sampai dengan batasan-batasan antara lain:

1. Desain beban meliputi: beban mati, beban hidup, beban angin, beban rem, beban gempa, dan tekanan tanah.
2. Menghitung struktur jembatan yang dititik beratkan pada desain dimensi, analisis struktur beserta kontrolnya.
3. Menggunakan rumus dalam perhitungan sesuai dengan literatur yang ada sehingga tidak ada penurunan rumus.
4. Tanpa meninjau anggaran biaya.
5. Tidak menghitung turap/sheet pile.

### **1.4 Maksud dan Tujuan**

Maksud penulis melaksanakan proyek tugas akhir secara umum adalah untuk memenuhi syarat kelulusan pendidikan dan khususnya untuk mengetahui lebih jauh tentang disiplin ilmu yang sudah didapat sebelumnya, sedangkan secara khusus ialah dalam perencanaan dan perhitungan jembatan dengan menggunakan sistem pile on slab harus memperhatikan R gempa dalam peraturan gempa SNI 2833-2013.

Adapun tujuan-tujuan yang hendak dicapai dari desain ini adalah:

1. Mendesain dimensi struktur bangunan atas yang meliputi:
  - a. Slab lantai kendaraan dan menghitung kebutuhan penulangannya.
  - b. Parapet.
  - c. Pile head.
2. Mendesain dimensi struktur bangunan bawah yang meliputi:
  - a. Pondasi tiang pancang (spun pile).
  - b. Wing Wall.
  - c. Abutment.
  - d. Plat Injak
3. Menggambar detail dari struktur yang direncanakan tersebut.
4. Dapat menggunakan R gempa yang benar dalam SNI 2833 2013 serta dapat menentukan zona gempa sesuai dengan kondisi lapangan yang ada.

## **1.5 Manfaat**

Dalam penyusunan proposal tugas akhir ini, mahasiswa diharapkan mampu dan kreatif dalam menyusun proposal tugas akhir. Penyusunan proposal tugas akhir ini sangat bermanfaat bagi mahasiswa, yaitu menambah wawasan dan ilmu pada mahasiswa sendiri. Dikarenakan proposal tugas akhir ini diharapkan mampu menyajikan karya yang orisinal dalam merencanakan ulang suatu proyek yang telah dikerjakan. Serta dapat mengembangkan dan meningkatkan kreatifitas, keahlian, dan profesinya.

## 1.6 Data Eksisting Jembatan

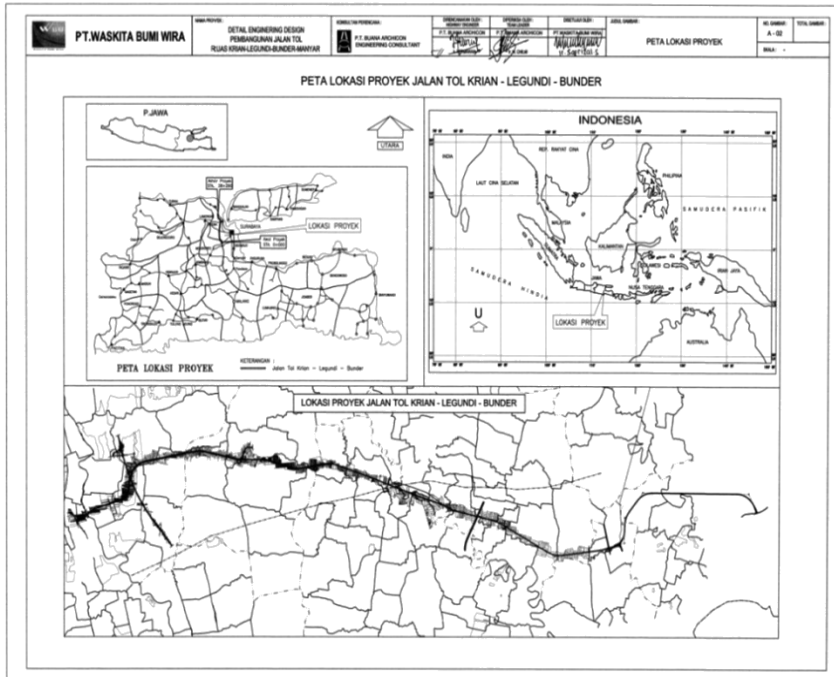
### 1. Bangunan Atas:

a) Bentang Jembatan	L =	138	m
b) Spasi Girder	s =	2,1	m
c) Lebar Lantai Kendaraan	B =	11,7	m
d) Tebal Lantai Jembatan	ts =	0,23	m
e) Dimensi Girder:			
- Tinggi Girder	h =	2,1	m
- Lebar Girder	bw =	0,7	m
- Jumlah Girder buah	n =	12	
f) Dimensi Diafragma:			
- Tinggi Diafragma	h =	-	m
- Lebar Diafragma	bw =	-	m
- Jumlah Diafragma	n =	-	buah

### 2. Bangunan Bawah

a) Tinggi ruang bebas terhadap	MAB =	2	m
b) Tinggi MAB terhadap	MAN =	5	m

## 1.7 Eksisting



**Gambar 1.1** Peta lokasi proyek

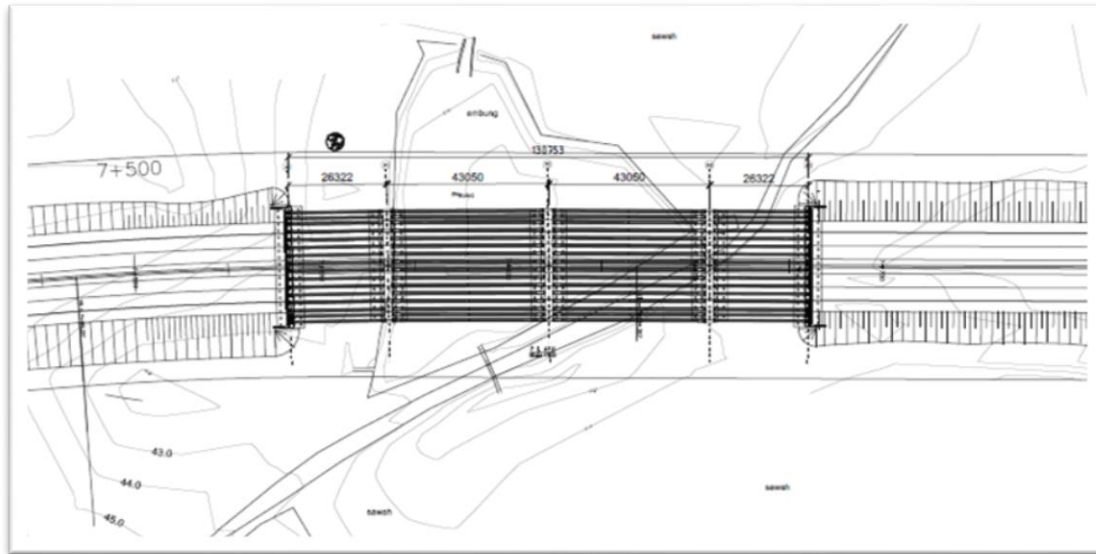


*Gambar 1.2* Detail lokasi proyek

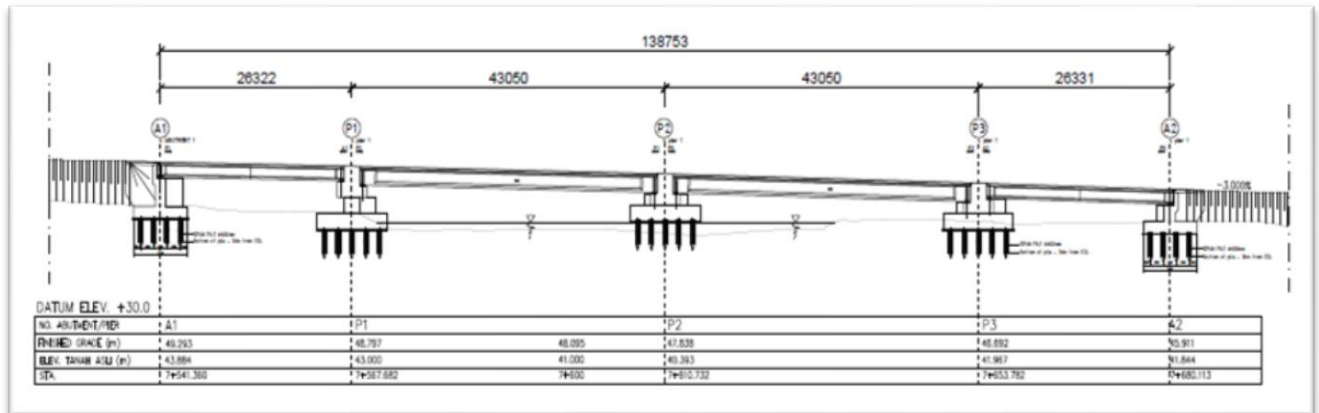




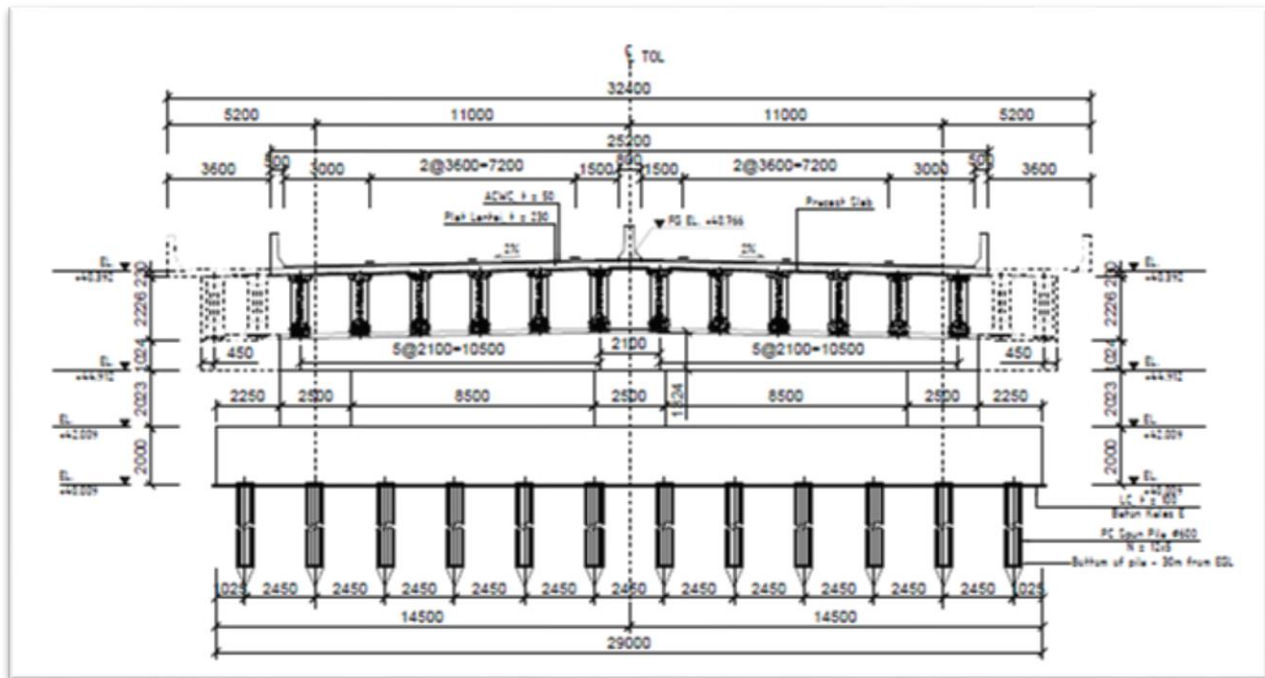
***Gambar 1.3*** Lokasi proyek



***Gambar 1.4*** Lay Out Eksisting Jembatan



**Gambar 1.5** Desain Eksisting Memanjang Jembatan



*Gambar 1.6* Desain Eksisting Melintang Jembatan

## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Definisi Jembatan

Jembatan merupakan suatu bagian dari jalan raya yang berfungsi untuk menghubungkan atau melintaskan jalan terputus yang disebabkan adanya rintangan seperti sungai, danau, lembah, jurang dan lain – lain tanpa menutupinya. Jembatan yang melewati diatas sungai disebut *aqueduct*, sedangkan jembatan yang melewati jalan disebut *viaduct*.

Jenis jembatan berdasarkan fungsinya, lokasi, bahan kontruksi dan tipe struktur sekarang ini telah mengalami perkembangan pesat sesuai dengan kemajuan zaman dan teknologi, mulai dari yang sederhana sampai pada konstruksi yang mutakhir. Jembatan merupakan suatu system transportasi untuk tiga hal:

1. Merupakan pengontrol kapasitas dari system
2. Mempunyai biaya tertinggi per mil system
3. Jika jembatan runtuh, system akan lumpuh

**(Jembatan, Dr.Ir. Bambang Supriyadi, CES., DEA, 2007)**

Berdasarkan fungsinya, jembatan dapat dibedakan sebagai berikut: Jembatan jalan raya (*highway bridge*), Jembatan jalan kereta api (*railway bridge*), Jembatan pejalan kaki atau penyebrangan (*pedestrian bridge*). Berdasarkan lokasinya, jembatan dapat dibedakan sebagai berikut : Jembatan di atas sungai atau danau, Jembatan di atas lembah, Jembatan di atas jalan yang ada (*fly over*), Jembatan di atas saluran irigasi/drainase (*culvert*), Jembatan di dermaga (*trestle*). Berdasarkan bahan konstruksinya, jembatan dapat dibedakan menjadi beberapa macam, antara lain: Jembatan kayu (*log bridge*), Jembatan beton (*concrete bridge*), Jembatan baja (*steel bridge*), jembatan komposit (*composite bridge*). Berdasarkan tipe strukturnya, Jembatan dapat dibedakan menjadi beberapa macam, antara lain: Jembatan plat (*slab bridge*), Jembatan slab berongga (*voided slab bridge*), Jembatan gelagar (*girder bridge*), Jembatan

rangka (*truss bridge*), Jembatan pelengkung (*arch bridge*), Jembatan gantung (*suspension bridge*), Jembatan kabel (*cable stayed bridge*).

## 2.2 Bagian – Bagian Jembatan

Struktur jembatan dapat dibedakan menjadi dua bagian yaitu struktur atas dan struktur bawah. Sehingga jika diurutkan, komponen struktur jembatan beton akan menjadi sebagai berikut dengan fungsinya masing-masing:

### 2.2.1 Bangunan Atas

Struktur atas jembatan merupakan bagian yang menerima beban langsung yang meliputi berat sendiri, beban mati tambahan, beban lalu lintas kendaraan, gaya rem, dan lain-lain. Struktur atas jembatan meliputi :

- ✓ Slab lantai kendaraan
- ✓ Parapet
- ✓ Pile Head

### 2.2.2 Bangunan Bawah

Struktur bawah jembatan berfungsi memikul seluruh beban struktur jembatan atas baik beban hidup maupun beban mati dan beban lain yang ditimbulkan oleh tekanan tanah, gaya rem, beban gempa dan lain-lain untuk kemudian disalurkan oleh pondasi ke tanah dasar. Struktur bawah jembatan meliputi:

- ✓ Pilar (Spun Pile)
- ✓ Plat Injak
- ✓ Dinding belakang (*Back wall*)
- ✓ Dinding Sayap (*Wing Wall*)
- ✓ Abutment

## 2.3 Pembebanan

Pada perencanaan jembatan yang perlu diperhatikan adalah beban-beban yang terjadi pada jembatan. Beban-beban tersebut akan mempengaruhi besarnya dimensi dari struktur jembatan serta banyaknya tulangan yang digunakan. Pada peraturan **RSNI T-02-2005** tentang standart pembebanan untuk jembatan aksi-aksi (beban) digolongkan berdasarkan bagian bagian jembatan yaitu:

### 2.3.1 Bangunan Atas

Pada perencanaan bangunan atas beban – beban yang bekerja pada struktur bangunan atas adalah sebagai berikut :

#### 1. Beban mati

Beban mati adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-structural yang dipikul dan bersifat tetap ( *RSNI T-02-2005 Pasal 5*). Pada bangunan atas beban mati terdiri dari beban girder, beban difragma, beban plat lantai kendaraan, beban parapet.

**Tabel 2. 1** Berat jenis bahan

Bahan	Berat Jenis (kN/m <sup>3</sup> )
Lapisan permukaan beraspal	22,00
Timbunan tanah dipadatkan	17,20
Kerikil dipadatkan	22,70
Aspal beton	22,00
Beton	25,00
Beton bertulang	25,00
Batu pasangan	23,50

**Sumber :***RSNI T-02-2005*

#### 2. Beban mati tambahan

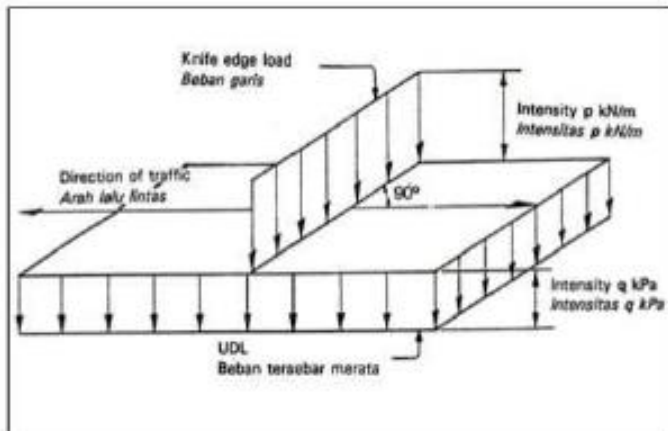
Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non struktural, dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan. Jembatan direncanakan mampu memikul beban tambahan seperti lapisan aspal overlay dan genangan air hujan. (*RSNI T-02-2005 Pasal 5.3*)

#### 3. Beban hidup lalu lintas

##### a. Beban lajur “D”

Beban lalu lintas terdiri dari pembebanan lajur “D” dan pembebanan truck “T”. Pembebanan lajur “D” ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Sedangkan, pembebanan truck “T” adalah kendaraan berat tunggal dengan tiga gandar

yang ditempatkan dalam kedudukan sembarang pada lajur lalu lintas rencana. Pada umumnya pembebanan “D” akan menentukan untuk bentang sedang sampai panjang dan pembebanan “T” akan menentukan untuk bentang pendek pendek dan sistem lantai. Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi rata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT) (*RSNI T-02-2005 Pasal 6.3*)



**Gambar 2. 1** Beban lajur "D"

**Sumber :**RSNI T-02-2005



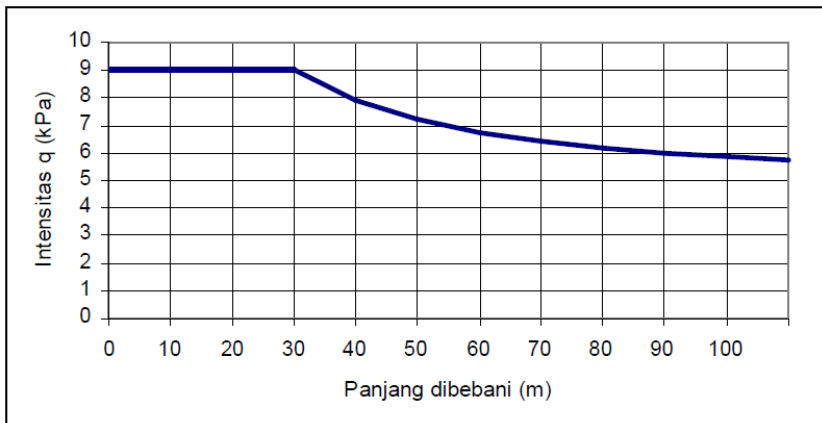
✓ Beban terbagi rata (BTR)

Beban lajur "D" bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada girder yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Intensitas beban 'D' terdiri dari beban merata dan beban terpusat. Beban merata mempunyai intensitas  $q$  KPa, dimana besarnya  $q$  tergantung pada panjang total yang dibebani  $L$  seperti berikut :

$$q = 9 \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m} \dots\dots\dots(2.1)$$

$$q = 9 \times (1 - 15/L) \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m} \dots\dots\dots(2.2)$$

untuk  $L$  merupakan bentang girder.

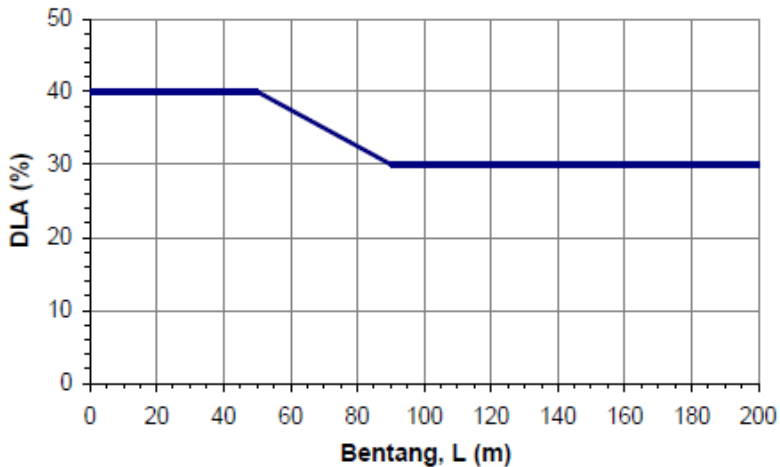


**Gambar 2. 2** Beban "D" : BTR vs panjang dibebani

**Sumber :RSNI T-02-2005**

✓ **Beban garis terpusat (BGT)**

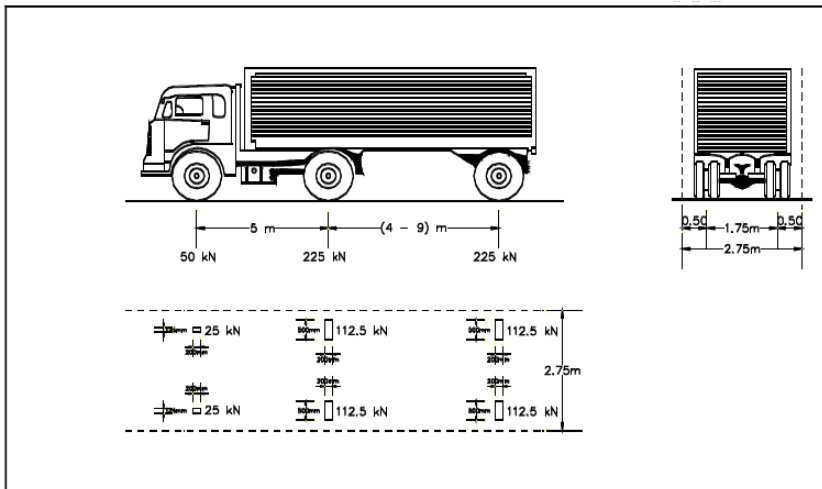
Beban BGT adalah beban garis yang merupakan beban berjalan diatas lantai kendaraan. Beban BGT yang diperhitungkan adalah 49 kN/m. Beban BGT ini harus dikalikan dengan faktor kejut (DLA). Faktor beban dinamik (DLA) dimaksudkan sebagai suatu faktor digunakan untuk mewakili faktor kejut beban dinamis.



**Gambar 2. 3** Faktor beban dinamis untuk BGT dan pembebanan lajur "D"

**b. Beban truck "T"**

Beban truck "T" adalah berat suatu kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi yang digunakan untuk menganalisis pelat jalur lalu-lintas. (*RSNI T-02-2005 Pasal 6.4*).



**Gambar 2. 4** Pembebanan truck "T"

**Sumber :RSNI T-02-2005**

### 2.3.2 Bangunan Bawah

Pada perencanaan bangunan bawah struktur harus bisa memikul beban struktur bangunan atas sekaligus beban bangunan bawah sendiri. Adapun beban-beban pada bangunan bawah adalah sebagai berikut:

#### 1. Beban mati

Pada bangunan bawah beban mati terdiri dari beban struktur bangunan atas, beban mati sendiri meliputi: pilar (*spun pile*), *pile head*, *wing wall*, *back wall* dan pelat injak.

#### 2. Beban lajur "D"

Beban Lajur yang bekerja pada bangunan atas juga akan bekerja pada bangunan bawah. Untuk beban lajur (Beban Terbagi Merata "BTR") dan (Beban Garis Terpusat "BGT") menggunakan standar **RSNI T-02-2005**, meliputi :

##### a. (Beban Terbagi Merata "BTR")

Beban lajur "D" bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada girder yang ekuivalen dengan suatu

iring – iringan kendaraan yang sebenarnya. Intensitas beban ‘D’ terdiri dari beban merata dan beban terpusat. Beban merata mempunyai intensitas  $q$  KPa, dimana besarnya  $q$  tergantung pada panjang total yang dibebani  $L$  seperti berikut :

$$q = 9 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 9 \times (1 - 15/L) \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \geq 30 \text{ m}$$

untuk  $L$  merupakan bentang jembatan

b. (Beban Garis Terpusat “BGT”)

Beban BGT adalah beban garis yang merupakan beban berjalan diatas lantai kendaraan. Beban BGT yang diperhitungkan adalah 49 kN/m. Beban BGT ini harus dikalikan dengan faktor kejut (DLA). Faktor beban dinamik (DLA) dimaksudkan sebagai suatu faktor digunakan untuk mewakili faktor kejut beban dinamis.

### 3. Beban rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas harus diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan RSNI T-02-2005 untuk jembatan dengan panjang bentang  $\leq 80$  meter adalah 250 kN, untuk bentang-bentang lainnya dapat dilihat pada grafik berikut: (*RSNI T-02-2005 Pasal 6.7*).

### 4. Beban angin

Pembebanan angin pada bangunan bawah merupakan beban angin yang akan mengenai sepanjang sisi samping bangunan atas jembatan. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan *RSNI T-02-2005 Pasal 7.6* adalah sebagai berikut :

$$TEW = 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b \dots\dots\dots (2.3)$$

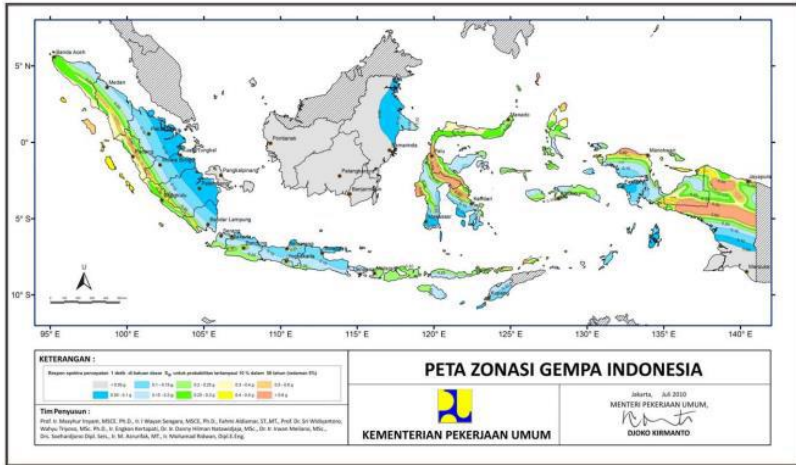
Dimana:

$C_w$  = Koefisien serat

$V_w$  = Kecepatan angin rancana (m/det)

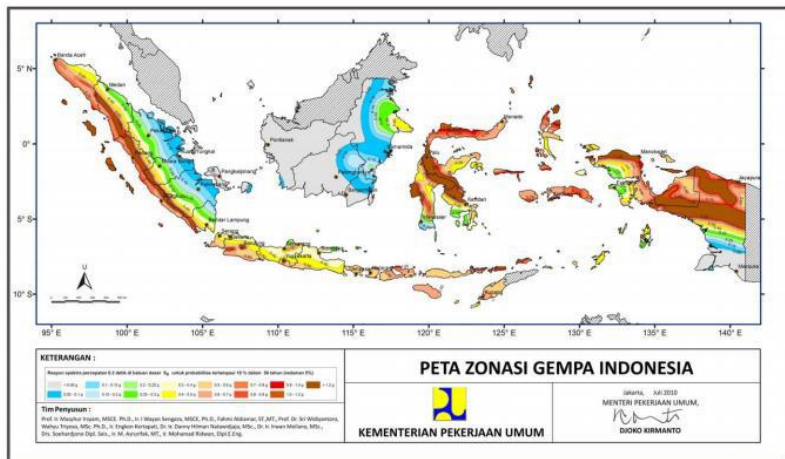
$A_b$  = Luas bidang ( $m^2$ )





**Gambar 2. 6** Peta respons spektra percepatan 0,2 detik di batuan dasar

***Sumber :SNI Gempa 2833-2013***



**Gambar 2.7** Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar

**Sumber :SNI Gempa 2833-2013**

Klasifikasi situs ditentukan untuk lapisan setebal 30 m sesuai dengan yang didasarkan pada korelasi dengan hasil penyelidikan tanah lapangan dan laboratorium.

Tabel 2. 2 Kelas situs

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air ( $w$ ) $\geq 40\%$ , dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa			
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3$ m) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5$ m dengan $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35$ m		

Sumber :SNI Gempa 2833-2013

Pada tabel 2.2 N adalah hasil uji penetrasi standart dengan lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya dan harus dihitung menurut persamaan berikut ini:

$$\bar{N} = \sum t_i m_i = I \Sigma (t_i N) m_i = I \dots \dots \dots (2.5)$$

Dimana:

N = Nilai hasil uji penetrasi standart lapisan tanah

$t_i$  = Tebal lapisan tanah ke – i

m = Jumlah lapisan tanah (30 m)

Untuk penentuan respons spektra di permukaan tanah, diperlukan suatu factor amplifikasi pada periode nol detik, periode pendek ( $T = 0,2$  detik) dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi meliputi faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode nol detik (FPGA), faktor amplifikasi periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik ( $F_v$ ). Tabel 2.x dan Tabel 2.x memberikan nilai – nilai FPGA,  $F_a$ , dan  $F_v$  untuk berbagai klasifikasi tanah. (SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.3.2)

**Tabel 2. 3** Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (FPGA /  $F_a$ )

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0.25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0.5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0.75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1.0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Sumber :SNI Gempa 2833-2013

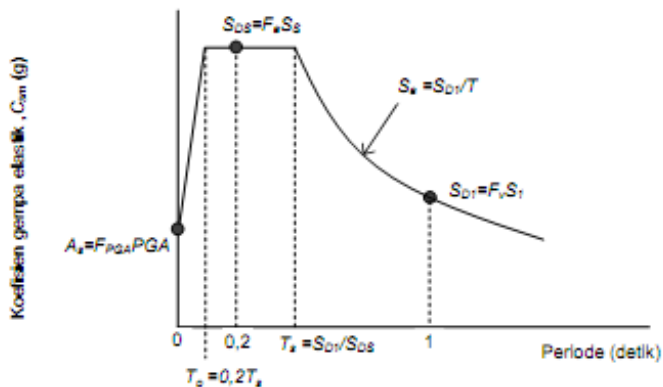
**Tabel 2. 4** Besarnya nilai faktor simplifikasi untuk periode 1 detik (  $F_v$  )

Kelas situs	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Sumber :SNI Gempa 2833-2013



Respons spektra adalah nilai yang menggambarkan respons maksimum dari system berderajat – kebebasan – tunggal pada berbagai frekuensi alami (periode alami) terendam akibat suatu goyangan tanah. Untuk kebutuhan praktis, maka respons spektra dibuat dalam bentuk respons spektra yang sudah disederhanakan. ( *SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.4.1* ).



**Gambar 2. 8** Bentuk tipikal respons spektra di permukaan tanah

**Sumber :SNI Gempa 2833-2013**

Respons spektra di permukaan tanah ditentukan dari 3 nilai percepatan puncak yang mengacu pada peta gempa Indonesia 2010 ( PGA, Ss dan S1 , serta nilai faktor amplifikasi FPGA, Fa, dan Fv. Perumusan respons spektra adalah sebagai berikut:

$$As = FPGA \times PGA \dots \dots \dots (2.6)$$

$$SSD = Fs \times Ss \dots \dots \dots (2.7)$$

$$SD1 = Fv \times S1 \dots \dots \dots (2.8)$$

Koefisien respons gempa elastik:

1. Untuk periode lebih kecil dari  $T0$ , koefisien respons gempa elastik ( $Csm$ ) didapatkan dari persamaan berikut:

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \dots\dots\dots(2.9)$$

2. Untuk periode lebih besar atau sama dengan  $T_0$ , dan lebih kecil atau sama dengan  $T_s$ , respons spektra percepatan  $C_{sm}$  adalah sama dengan  $S_{DS}$ .
3. Untuk periode lebih besar dari  $T_s$ , koefisien respons gempa elastik ( $C_{sm}$ ) didapatkan dari persamaan berikut:

$$C_{sm} = \frac{SD1}{T} \dots\dots\dots(2.10)$$

Keterangan:

$S_{DS}$  = Nilai spektra permukaan tanah pada periode pendek

$S_{D1}$  = Nilai spektra permukaan tanah pada periode 1 detik

$T_0$  =  $0,2 \times T_s$

$T_s$  =  $\frac{SD1}{SDS}$

Setiap jembatan harus ditetapkan dalam salah satu empat zona gempa berdasarkan spektra periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) sesuai tabel 2.x. Kategori tersebut menggambarkan variasi resiko seismik dan digunakan untuk penentuan metode analisis, panjang tumpuan minimum, detail perencanaan kolom, dan prosedur desain pondasi dan kepala jembatan ( *SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.6* ).

**Tabel 2.5** Zona gempa

Koefisien percepatan ( $S_{D1}$ )	Zona gempa
$S_{D1} \leq 0,15$	1
$0,15 < S_{D1} \leq 0,30$	2
$0,30 < S_{D1} \leq 0,50$	3
$S_{D1} > 0,50$	4

**Sumber :SNI Gempa 2833-2013**

Untuk penggunaan faktor modifikasi respons pada pasal ini maka detail struktur harus sesuai dengan ketentuan pada ***Pasal 7 dan Pasal 7.5 SNI Gempa 2833 – 2013***.

Gaya gempa rencana pada bangunan bawah dan hubungan antara elemen struktur ditentukan dengan cara membagi gaya gempa elastic dengan faktor modifikasi respons (R) sesuai tabel 2.3 dan 2.4. Sebagai alternatif penggunaan faktor R pada tabel 2.6 untuk hubungan struktur, sambungan monolit antar elemen struktur seperti hubungan kolom ke pondasi telapak dapat direncanakan untuk menerima gaya maksimum akibat plastifikasi kolom atau kolom majemuk berhubungan.

Apabila digunakan analisis dinamik waktu, maka faktor modifikasi respons ( R ) diambil sebesar 1 untuk jenis bangunan bawah dan hubungan antar elemen struktur. ( ***SNI Gempa 2833 – 2013 Pasal 5.7*** ).

***Tabel 2.6***Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

***Sumber :SNI Gempa 2833-2013***

**Tabel 2.7** Faktor modifikasi respons ( R ) untuk hubungan antar elemen struktur

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

**Sumber :SNI Gempa 2833-2013**

Gaya gempa elastis yang bekerja pada struktur jembatan harus dikombinasikan, sehingga memiliki 2 tinjauan pembebanan sebagai berikut :

- 100% gaya gempa pada arah x dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah y.
- 100% gaya gempa pada arah y dikombinasikan dengan 30% gaya gempa pada arah x

Sehingga apabila diplikasikan dengan memperhitungkan variasi arah maka kombinasi gaya gempa menjadi sebagai berikut :

1.  $DL + \gamma EQ_{LL} \pm EQ_x \pm EQ_y \dots \dots \dots (2.11)$
2.  $DL + \gamma EQ_{LL} \pm EQ_y \pm EQ_x \dots \dots \dots (2.12)$

Keterangan :

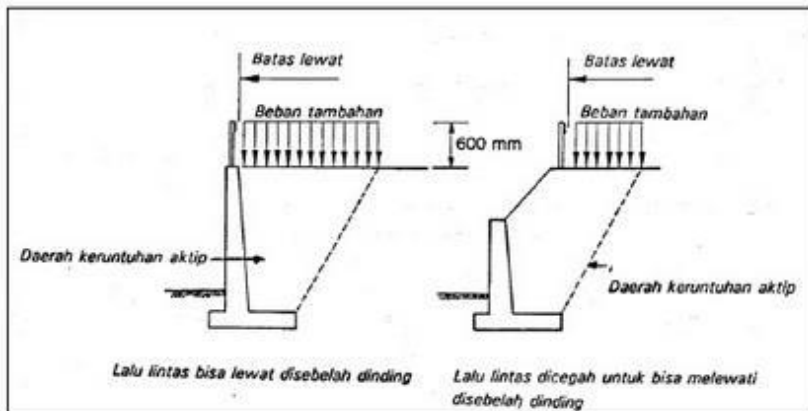
- DL = Beban mati yang bekerja (kN)  
 $\gamma EQ$  = Faktor beban hidup kondisi gempa (0,5)  
 LL = Beban hidup yang bekerja (kN)  
 EQ<sub>x</sub> = Beban gempa yang bekerja pada arah x  
 EQ<sub>y</sub> = Beban gempa yang bekerja pada arah y

## 6. Beban Tekanan Aktif Akibat Gempa

### a. Tekanan tanah aktif

Seperti yang telah disebutkan beban yang diterima kepala jembatan antara lain beban bangunan atas dan tekanan tanah. Tekanan tanah yang membebani dinding penahan tanah dengan arah horisontal, apabila dinding penahan tanah digerakkan ke arah tanah irisan di bagian belakang maka tekanan tanah akan meningkat perlahan-lahan sampai mencapai suatu harga tetap. Tekanan tanah pasif mempunyai tegangan horisontal yang arahnya berlawanan dengan tekanan tanah aktif.

Pada tanah dibagikan belakang dinding penahan harus diperhatikan ada beban tambahan yang bekerja akibat beban lalu-lintas di atas tanah, besar beban lalu lintas tersebut setara dengan tanah setebal 0,6 meter yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu-lintas tersebut (*RSNI T-02-2005 Pasal 5.4.2*)

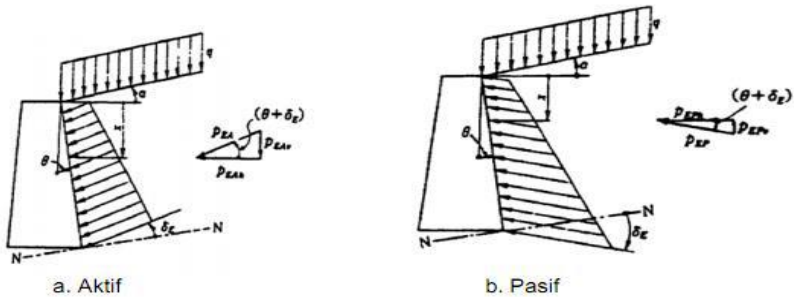


**Gambar 2.9** Tekanan tanah tambahan

**Sumber :** *RSNI T-02-2005*

### b. Tekanan tanah dinamis akibat gempa

Kepala jembatan harus direncanakan agar mampu menahan beban tekanan tanah dinamis akibat gempa.



**Gambar 2.10** Tekanan tanah akibat gempa

**Sumber :RSNI T-02-2005**

$$K_{aG} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\mu \cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \dots\dots\dots(2.13)$$

$$\mu = \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \phi) \cos(\beta - \alpha)}} \right\}^2 \dots\dots\dots(2.14)$$

Dimana:

$K_{aG}$  = Koefisien tekanan tanah aktif akibat gempa

$\Theta$  =  $\tan^{-1} K_h$  (derajat)

$K_h$  = Koefisien gempa horizontal

$\Delta$  = Sudut geser antara tembok dan tanah

$\Phi$  = Sudut geser dalam

$B$  = Sudut antara permukaan belakang tembok

$$\Delta k_{aG} = K_{aG} - K_a \dots\dots\dots(2.15)$$

Dimana:

Ka = Koefisien tekanan tanah aktif

KaG = Koefisien tekanan tanah aktif dinamik

$$\Delta PG = \frac{\gamma H^2}{2} \Delta KaG B \dots\dots\dots(2.16)$$

Dimana:

$\Delta PG$  = Gaya tekanan tanah dinamik akibat gempa

$\Delta KaG$  = Tambahan koefisien tekanan tanah dinamik

$\gamma$  = Berat jenis tanah (kN/m<sup>3</sup>)

H = Tinggi tembok penahan (m)

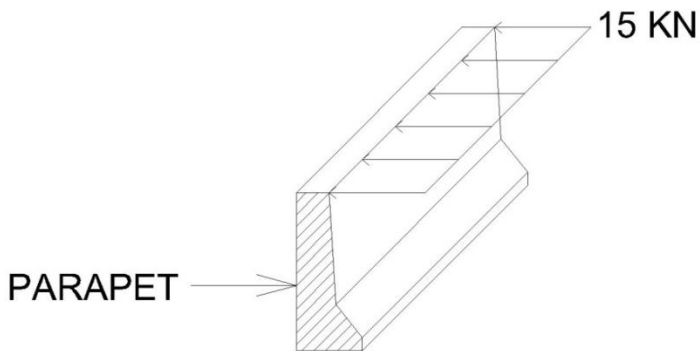
B = Lebar dinding penahan (m)

## 2.4 Perencanaan Elemen-Elemen Jembatan

### 2.4.1 Bangunan Atas

#### 2.4.1.1 Bangunan Sekunder

##### A. Parapet Jembatan



**Gambar 2. 11** Pembebanan pada parapet Jembatan

Pada tugas akhir ini, sandaran jembatan menggunakan parapet sebagai dinding penahan kendaraan, karena Jembatan EmbungManunggal merupakan bagian dari Jalan Tol Krian – Legundi – Bunder – Manyar Seksi I sehingga tidak terdapat kerb dan trotoar.

Parapet direncanakan untuk menahan benturan dan menjaga kendaraan agar tidak keluar dari jembatan (fungsi kerb) sehingga, beban hidup yang digunakan dalam perencanaannya adalah memakai beban hidup kerb yaitu sebesar 15 kN.m.



### 2.4.1.2 Bangunan Utama

#### A. Slab Lantai Kendaraan

Perencanaan awal slab lantai kendaraan direncanakan sesuai dengan **RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2** adalah sebagai berikut:

$$ts \geq 200 \text{ mm} \dots\dots\dots(2.17)$$

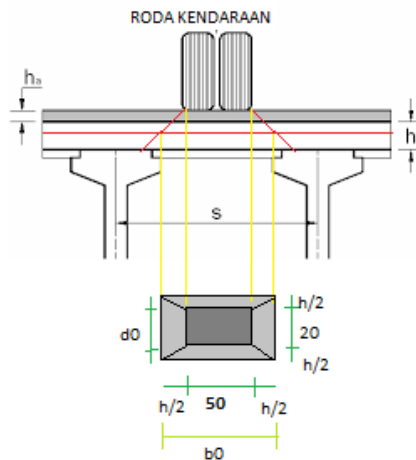
$$ts \geq (100 + 0,40 \cdot L) \text{ mm} \dots\dots\dots(2.18)$$

Dimana:

$ts$  = Tebal plat lantai kendaraan (mm)

$L$  = Jarak antar pile (mm)

Perencanaan pelat lantai kendaraan harus di kontrol dengan geser pons, seperti berikut:



**Gambar 2. 12** Kontrol terhadap geser pons

**Sumber: RSNI T-12-2004**

$$Vu > Pu \text{ truck} \dots\dots\dots(2.19)$$

$$b_0 = a + (2 \times ta) + h$$

$$d_0 = b + (2 \times ta) + h$$

$$b' = (2 \times u) + (2 \times v)$$

$$\begin{aligned}
 A_{\text{pons}} &= b' \times d \\
 P_{\text{u truck}} &= (1 + \text{DLA}) \times T_u \times K_{\text{uTT}} \\
 V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b' \times d \\
 V_u &= \phi \times V_c
 \end{aligned}$$

Dimana:

$b_0$  = Panjang efektif dari keliling kritis (mm)

$d_0$  = Lebar efektif dari keliling kritis (mm)

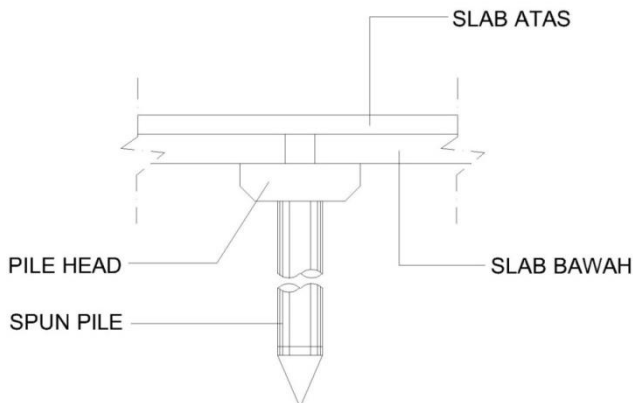
$h$  = Tebal plat lantai kendaraan (mm)

$t_a$  = Tebal lapisan aspal dan overlay (mm)

$A_{\text{pons}}$  = Luas penampang kritis (mm)

## B. Pile head

Pile head/cross head yang langsung menumpu di atas tiang pancang merupakan suatu struktur beton bertulang yang berfungsi sebagai balok melintang yang menyalurkan langsung beban-beban yang terjadi di plat lantai kendaraan ke pondasi tiang pancang (spun pile).



**Gambar 2.13** Pile Head

### C. Pembebanan

Beban rencana untuk kendaraan pada slab diasumsikan dengan beban truk. Truk “T” harus ditempatkan di tengah lajur lalu lintas dan dalam tiap lajur lalu lintas rencana untuk panjang penuh jembatan ditempatkan hanya satu truk ( $T=10$  ton). (**BMS, PPTJ, HAL 2-27**).

## 2.4.2 Bangunan Bawah


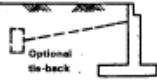



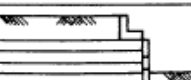
### 2.4.2.1 Abutment

Desain awal kepala jembatan secara umum harus disesuaikan dengan jenis pondasi yang digunakan dan ketinggian dari jembatan yang direncanakan. Jika pemilihan telah dilakukan maka dapat dilihat cara pendesainan pada **BMS BDM 1992 hal 3-28 sampai 3-41**. Seperti yang telah disebutkan beban yang diterima kepala jembatan antara lain beban bangunan atas dan tekanan tanah. Tekanan tanah aktif merupakan tekanan tanah yang membebani dinding penahan tanah dengan arah horizontal apabila dinding penahan tanah digerakkan ke arah tanah timbunan di bagian belakang maka tekanan tanah akan meningkat perlahan-lahan sampai mencapai suatu harga tetap. Tekanan tanah pasif mempunyai tegangan horizontal yang arahnya berlawanan dengan tekanan tanah aktif.

Pada tanah dibagian belakang dinding penahan harus diperhitungkan ada beban tambahan yang bekerja akibat beban lalu lintas di atas tanah, besar beban lalu lintas tersebut setara dengan tanah setebal 0,6 m yang bekerja secara manual pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut ( **BMS BDC 1992, hal 2-18** ).

Untuk perencanaan awal bentuk dan dimensi pangkal/kepala jembatan menggunakan acuan **BMS BDM 1992 3.1.2 (vol 1)** yaitu pangkal tembok penahan karena timbunan jalan tertahan dalam batas-batas pangkal dengan tembok penahan yang didukung oleh pondasi.

Tabel 2.8 Jenis tipikal pangkal Jembatan

JENIS PANGKAL		TINGGI PANGKAL (m)			
		0	10	20	30
PANGKAL TEMBOK PENAHAN GRAVITAS		3	4		
PANGKAL TEMBOK PENAHAN KANTILEVER		8			
PANGKAL TEMBOK PENAHAN KONTRAFORT		6	8		
PANGKAL KOLOM 'SPILL-THROUGH'					
PANGKAL BALOK CAP TIANG SEDERHANA					
PANGKAL TANAH BERTULANG		5	15		

Sumber: BMS BDM 1992

Abutmen atau pangkal jembatan tentunya harus dilengkapi dengan bangunan pelengkap, meliputi:

- **Wing wall**

Wing wall berfungsi untuk menjaga agar tanah timbunan yang berada di belakang abutment tidak longsor jika terdapat beban lalu lintas. Dimensi permulaan untuk wing wall sesuai dengan **BMS BDM 1992 hal 3-31** adalah untuk lebar tembok sayap diambil sebesar  $\frac{1}{20}$  tinggi tembok sayap atau minimal 200 mm. Untuk pembebanan tembok sayap diasumsikan bahwa tembok sayap dibebani oleh gaya horizontal tegak lurus terdapat dinding. (**BMS BDC, Pasal 6.9 hal 6-69**).

### - Plat Injak

Sesuai dengan *BMS BDM 1992 hal 3-31* untuk dimensi permulaan plat injak dapat diambil sebesar 3000 mm dan setebal 200 mm. Lebar plat injak disesuaikan dengan kelas jembatan tetapi, umumnya digunakan lebar jalan kendaraan dengan kebebasan 600 mm terdapat tembok-tembok sayap.

#### a. Kontrol stabilitas abutment

Kontrol geser abutment

Menurut BMS pasal 9.2 tahanan lateral total adalah akibat kombinasi ketahanan geser dibawah pondasi dan ketahanan pasif pada sisi pondasi dan bangunan bawah.

Faktor keamanan terhadap gerakan lateral dikontrol terhadap

$$SF = \frac{\Sigma \text{Tahanan lateral ultimit}}{\Sigma \text{Gayalateral ultimit}} \geq 1,10$$

Tahanan geser pada dasar pondasi ( BMS 1992 ps. 9.2.1 )

- Tahanan lateral ultimit tanah tidak kohesif

$$R_s = P_o \times \tan \delta_o$$

$$R_s = \text{Tahanan tanah}$$

$P_o$  = Beban vertikal tegak lurus terhadap dasar pondasi dikurangi untuk memperhitungkan daya angkat

$(\delta_o)$  = Sudut geser tanah

$\delta_o$  = nilai rencana dari geser antara dasar pondasi dan tanah:

$$= \delta_o \text{ untuk beton cor ditempat}$$

$$= 2/3 \delta_o \text{ untuk pondasi beton pracetak yang halus}$$

- Tahanan lateral ultimit tanah kohesif

$$R_s = 0.4 \times A_{\text{eff}} \times C_u'$$

$$R_s = \text{Tahanan lateral ultimit}$$

$$(\delta_o) = \text{Sudut geser tanah}$$

$$(C_u) = \text{Nilai kohesi tanah}$$

$$(C_u') = \text{Nilai kohesi tanah yang direduksi} = K_{rc} \times C_u$$

$$(A_{\text{eff}}) = \text{Luas bidang kontak efektif} = B_{\text{eff}} \times L_{\text{eff}}$$

$$C_u' = K_{rc} \times C_u$$

**Tabel 2.9** Faktor reduksi

Parameter	Notasi	Faktor Reduksi
Faktor reduksi kohesi	Krc	0,70
Faktor reduksi sudut geser	KrØ	0,80

**Sumber: BMS BDM 1992**

- Gaya lateral ultimit
  - H = tinggi tanah timbunan
  - (Ø) = Sudut geser tanah
  - h (Ø') = Sudut geser tanah yang direduksi
  - =  $\text{arc.tan } x \text{ kr.Ø} \times \tan \text{Ø}$
  - Ka = koefisien tekanan tanah
  - $Ka = \frac{1 - \sin \text{Ø}'}{1 + \sin \text{Ø}'}$

**Tabel 2.10** Faktor beban menurut BMS 1992 pasal 9.2 9-7

	Faktor Beban	
	Mengurangi	Biasa
Berat bangunan atas (baja)	0,9	1,1
Bangunan bawah (beton cor di tempat)	0,75	1,3
Beban tanah	0,8	1,25
Tekanan tanah aktif	0,8	1,2
Tekanan tanah pasif	0,8	1,25

**Sumber: BMS BDM 1992**

b. Kontrol guling abutmen

Menurut BMS pasal 9.3 tahanan guling di kontrol dengan  $SF \geq 1.10$  dengan membandingkan gaya yang menyebabkan guling terhadap gaya yang menahan guling.

Faktor keamanan terhadap guling dikontrol terhadap:

$$SF = \frac{\Sigma \text{Momen penahan ultimit}}{\Sigma \text{Momen penyebab guling ultimit}} \geq 1,10$$

### 2.4.2.2 Pondasi dan Pilar (*Spun Pile*)

Menurut **BMS BDM 1992 hal 3-13** pondasi menyalurkan beban-beban terpusat dari bangunan bawah kedalam tanah pendukung dengan cara demikian sehingga hasil tegangan dan gerakan tanah dapat dipikul oleh struktur keseluruhan, jenis-jenis pondasi dalam meliputi:

- Tiang pancang Kayu
- Tiang pancang Baja ( Tiang H, Tiang Pipa )
- Tiang pancang Beton ( Bertulang, Pratekan )
- Tiang Bor
- Sumuran

**Tabel 2. 11** Diameter pondasi Tipikal dan Beban Rencana Keadaan Batas Ultimate

Butir	Pondasi langsung	Sumuran	Tiang Pancang			
			Baja Tiang H	Baja Tiang Pipa	Tiang Beton bertulang pra cetak	Tiang beton pracetak pratekan
Diameter Nominal (mm)	-	3000	100 x 100 sampai 400 x 400	300 sampai 600	300 sampai 600	400 sampai 600
Kedalaman Maksimum (m)	5	15	tidak terbatas	tidak terbatas	30	60
Kedalaman Optimum (m)	0,3 sampai 3	7 sampai 9	7 sampai 40	7 sampai 40	12 sampai 15	18 sampai 30
Beban maksimum ULS (kN) untuk keadaan biasa	20000 +	20000 +	3750	3000	1300	13000
Variasi optimum beban ULS (kN)	-		500 sampai 1500	600 sampai 1500	500 sampai 1000	500 sampai 5000

**Sumber: Sumber: BMS BDM 1992**

## 1. Daya Dukung Tanah

Dari hasil penyelidikan tanah dengan **Standard Penetration Test (SPT)**, diperoleh data-data yang diperlukan untuk perhitungan daya dukung tiang pancang. Perhitungan daya dukung tanah menggunakan perumusan **meyerhoff** seperti berikut ini:

$$Q_u = Q_p + Q_s \dots\dots\dots(2.22)$$

$$= ( q_c + A_p ) + ( \sum l_i \cdot f_i + A_{st} ) \dots\dots\dots(2.23)$$

$Q_p$  = Daya Dukung dari unsur bearing (Ton)

$Q_s$  = Daya Dukung dari unsure lekatan / skin friction (Ton)

$q_c$  = 20 N , untuk clay / silt (ton/m)

$q_c$  = 40 N , untuk sand (ton/m)

- $A_p$  = Luas penampang tiang ( $m^2$ )  
 $l_i$  = Panjang segmen yang ditinjau (m)  
 $f_i$  = Gaya geser pada selimut tiang  
       =  $N$  maksimum  $12 \text{ ton}/m^2$ , untuk clay / silt  
       =  $N/5$  maksimum  $10 \text{ ton}/m^2$ , untuk sand  
 $A_{st}$  = Keliling penampang tiang (m)

## 2. Gaya Tiang Pancang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan koefisiensi. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus *Converse-Labbare*:

$$\eta = 1 - \arctan\left(\frac{D}{k}\right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \dots\dots\dots(2.24)$$

Dimana:

- $\eta$  = Koefisien efisiensi kelompok tiang pancang  
 $D$  = Diameter tiang pancang (m)  
 $k$  = Jarak antar tiang tegak lurus sumbu X  
 $m$  = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)  
 $n$  = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

Dari kombinasi dan konfigurasi tersebut diatas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus:

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_y \cdot x}{\Sigma x^2} \dots\dots\dots(2.25)$$

Dimana:

- $P$  = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang pancang (kN)  
 $V$  = Total gaya aksial (kN)  
 $n$  = Jumlah tiang pancang (buah)  
 $M_x$  = Momen sumbu x (kN.m)  
 $M_y$  = Momen sumbu y (kN.m)  
 $y$  = Jarak tiang terdapat sumbu x (m)  
 $x$  = Jarak tiang terdapat sumbu y (m)



### 3. Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Kemampuan tambahan tiang menahan gaya horizontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar  $d$

$$H_{\text{ijin}} = \frac{k \times D \times d}{\beta} \dots\dots\dots(2.26)$$

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-0,75} \times y^{-0,5}$$

$E_o$  = Modulus deformasi tanah pondasi ( 28N, nilai N diambil NSPT rata – rata sampai pada kedalaman tiang pancang yang masuk kedalam tanah )

$d$  = Pergeseran posisi ujung tiang (m)

$D$  = Diameter tiang pancang

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \times D}{4 E I}} \dots\dots\dots(2.27)$$

$E$  = Modulus elastisitas beton tiang

$I$  = Inersia beton tiang

#### 4 Kontrol Terhadap Penurunan tiang Pancang

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \dots \dots \dots (2.28)$$

Dimana:

$S$  = penurunan total

$S_1$  = penurunan batang tiang pancang

$S_2$  = penurunan tiang akibat beban di ujung tiang pancang

$S_3$  = penurunan tiang pancang akibat beban yang tersalurkan sepanjang tiang pancang

Menentukan  $S_1$

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \dots \dots \dots (2.29)$$

Menentukan  $S_2$  dengan cara Vesic (1977) semi-empiris

$$S_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p} \dots \dots \dots (2.30)$$

Menentukan  $S_3$

$$S_3 = \frac{Q_{ws} C_s}{L q_p} \dots \dots \dots (2.31)$$

dimana:

$Q_{wp}$  = beban yang dipikul ujung tiang akibat beban kerja

$Q_{ws}$  = beban yang dipikul selimut tiang akibat beban kerja

$L$  = panjang tiang

$A_p$  = luas penampang tiang

$E_p$  = modulus elastisitas tiang

$q_p$  = tahanan ujung batas tiang

$C_p$  = koefisien empiris

Perhitungan struktur daya dukung struktur bawah menggunakan metode perhitungan spring elastis linier. Pada analisa tahanan tanah lateral yang bersifat liner elastis, tanah dimodelkan sebagai spring dengan dilakukan peninjauan pada tiap meter kedalaman tanah sebagai gaya spring horizontal dan peninjauan pada ujung tiang sebagai gaya spring vertikal. Kedalaman tanah hingga mencapai lapisan keras adalah 28 meter yang diukur dari seabed dan besar pergeseran ( $y$ ) diambil = 1

## 5. Perhitungan Gaya Spring Vertikal

Perhitungan gaya spring yang terjadi pada ujung tiang dihitung dengan memperhitungkan  $k_V$  yang dihitung dengan rumus :

$$k_V = A_f \cdot k_0 \dots\dots\dots(2.32)$$

Dengan:

$$A_f = \frac{1}{4} \pi (\phi^2 - (\phi - (2 \cdot y/10))^2) \dots\dots\dots(2.33)$$

$$k_0 = 0,2 \cdot E \cdot (\phi)^{-3/4} \dots\dots\dots(2.34)$$

Dimana:

$k_V$  = Gaya spring vertikal.

$A_f$  = Lebar efektif.

$k_0$  = Harga perkiraan koefisien dari reaksi tanah jika pergeseran pada permukaan dibuat sebesar 1 cm.

$\phi$  = Diameter tiang pancang.

$E$  = Modulus elastisitas tanah pada kedalaman yang ditinjau.

Dihitung dengan:

$$E = \frac{N \cdot D_t}{\dots\dots\dots(2.35)}$$

$N$  = Nilai N SPT pada kedalaman yang ditinjau.

$D_t$  = Kedalaman ujung tiang pancang.

## 6. Perhitungan Gaya Spring Horizontal

Perhitungan  $k_H$  dilakukan dengan dengan rumus:

$$k_H = \text{koef.K} \cdot \phi (a - b) \dots\dots\dots(2.36)$$

Di mana :

$$\text{Koef.K} = k_0 \cdot y^{-0,5} \dots\dots\dots(2.37)$$

$a$  = kedalaman tanah yang ditinjau – 1 meter

$b$  = kedalaman tanah ditinjau

## 2.5 Perencanaan Penulangan Jembatan

### 2.5.1 Penulangan Lentur

Perencanaan tulangan lentur disesuaikan dengan menggunakan *SNI 03 – 2847 – 2002 “Tata cara perhitungan struktur beton”* sebagai berikut:

$$\mu_u \leq \phi \times \mu_n \dots\dots\dots(2.38)$$

$$\rho_b = \beta_1 \times 0,85 \times \frac{f_{c'}}{f_y} \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \dots\dots\dots(2.39)$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \dots\dots\dots(2.40)$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b \dots\dots\dots(2.41)$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} \dots\dots\dots(2.42)$$

$$R_n = \frac{\mu_n}{b \times d^2} \dots\dots\dots(2.43)$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \dots\dots\dots(2.44)$$

$$A_s = \rho \times b \times d \dots\dots\dots(2.45)$$

Keterangan:

$\mu_u$  = Momen Ultimit (kN.m)

$\mu_n$  = Momen Nominal (kN.m)

$\rho_b$  = Rasio tulangan balance

$R_n$  = Tahanan momen nominal

$\rho$  = Rasio tulangan yang diperlukan

$\rho_{maks}$  = Rasio tulangan maksimum

$\rho_{min}$  = Rasio tulangan minimum

$A_s$  = Luas penampang yang dibutuhkan (mm<sup>2</sup>)

$b$  = Lebar penampang (mm)

$d$  = Selimut beton (mm)

$f_y$  = Tegangan leleh baja (MPa)

$f_{c'}$  = Kuat tekan beton (MPa)

### 2.5.2 Penulangan Geser

Perencanaan tulangan geser disesuaikan dengan menggunakan **SNI 03 – 2847 – 2002 “ Tata cara perhitungan struktur beton ”** sebagai berikut:

$$V_u \leq \phi \times V_n \dots\dots\dots(2.46)$$

$$V_n = V_c + V_s \dots\dots\dots(2.47)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \dots\dots\dots(2.48)$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \dots\dots\dots(2.49)$$

$$V_{s_{min}} = \frac{b_w \times d}{3} \dots\dots\dots(2.50)$$

Keterangan:

$V_u$  = Beban geser ultimit (kN)

$V_n$  = Beban geser nominal (kN)

$V_c$  = Kuat geser beton (kN)

$V_s$  = Kuat geser tulangan (kN)

### 2.5.3 Penulangan Torsi

Tahap penulangan untuk tulangan puntir seperti terdapat pada **BMS BDM hal 5 – 104** sebagai berikut:

1. Masukkan rencana momen puntir ( $T_n$ )

2. Hitung modulus penampang ,  $J_t$

$$J_t = 0,4 \cdot x^2 \cdot y \dots\dots\dots(2.51)$$

Dimana:

$x$  = Lebar penampang (mm)

$y$  = Tinggi penampang (mm)

3. Hitung batas kehancuran badan

$$V_u \max = 0,2 \times f_c' \times b_v \times d_o \dots\dots\dots(2.52)$$

$$T_u \max = 0,2 \times f_c' \times J_t \dots\dots\dots(2.53)$$

4. Persyaratan tulangan puntir

$$\frac{T_n}{\phi \times T_u \max} + \frac{V_n}{\phi \times V_u \max} \leq 1 \dots\dots\dots(2.54)$$

$$C_t = \frac{b \times d}{\Sigma x^2 \cdot y} \dots\dots\dots(2.55)$$

$$T_{uc} = \left[ \frac{\sqrt{\frac{f_c'}{15}} \Sigma x^2 \cdot y}{\sqrt{1 + \frac{0,4 \cdot V_u}{C_t \cdot T_u}}} \right]^2 \dots\dots\dots(2.56)$$

*Kontrol:*

$$T_n \geq 0,25 \times \phi \times T_{uc} \dots\dots\dots(2.57)$$

*Kontrol:*

$$\frac{T_n}{\phi \cdot T_{u \max}} + \frac{V_n}{\phi \cdot V_{u \max}} \leq 0,5 \dots\dots\dots(2.58)$$

Periksa  $T_n \leq \phi \cdot T_{u \max}$

$T_{uc}$  = Kekuatan puntir murni

$$T_{uc} = J_t \cdot (0,3 \cdot \sqrt{f_c'}) \dots\dots\dots(2.59)$$

5. Tentukan keperluan tulangan

$$T_n \geq 0,25 \cdot \phi \cdot T_{uc} \dots\dots\dots(2.60)$$

6. Hitung luas sangkar tulangan ( $A_t$ ) dan keliling tulangan ( $U_t$ )

$$A_t = x_1 \cdot y_1 \dots\dots\dots(2.61)$$

$$U_t = 2 \cdot (x_1 + y_1) \dots\dots\dots(2.62)$$

7. Kontrol apakah:  $(A_{sw}/s)$  minimum  $< (A_{sw}/s)$

$$\frac{A_{sw}}{s} \min = 0,2 \cdot x \cdot \frac{y_1}{f_{sy}} \dots\dots\dots(2.63)$$

$$T_{us} = \frac{T_u}{K_{cr} - T_{uc}} \dots\dots\dots(2.64)$$

Mengingat

$$T_{us} = f_{sy} \cdot (A_{sw}/s) \cdot 2 \cdot A_t \cdot \cot \theta_t \dots\dots\dots(2.65)$$

Dan  $\theta_t$  secara konservatif diambil  $45^\circ$ , dan  $T_{us} \geq T_n / \phi$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{us}}{2 \cdot f_y \cdot A_t \cdot 1} \dots\dots\dots(2.66)$$

8. Periksa agar  $s <$  Jarak antara maksimum  $S$  maks

$S$  maks  $< 0,12 U_t$  atau 300

9. Hitung tulangan puntir memanjang

$$A_{sw} \min = (0,2 \cdot y_1 \cdot U_t) / f_{sy} \dots\dots\dots(2.67)$$

10. Hitung tulangan memanjang dalam daerah tarik

$$A_s = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot U_t \cdot \cot^2 \theta_t \dots\dots\dots(2.68)$$

11. Dalam daerah tekan

$$A_s = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot U_t \cdot \cot^2 \theta_t - f_c' \dots\dots\dots(2.69)$$

## **BAB III METODOLOGI**

### **3.1 Pengumpulan Data**

Seluruh data/informasi perencanaan jembatan dikumpulkan berdasarkan data-data sekunder yang diperoleh PT Waskita Karya Persero Tbk. Adapun data-data yang diperoleh tersebut antara:

#### **1. Data Gambar**

Dari STA gambar dapat diketahui bahwa jembatan Embung Manunggal mempunyai kondisi existing yang merupakan jembatan dengan panjang total 138 meter.

Selain itu diketahui juga dimensi setiap bangunan jembatan baik dari gambar tampak maupun gambar potongan atau gambar detail dan lokasi/letak jembatan Embung Manunggal yang terletak di Kabupaten Gresik.

#### **2. Data Penyelidikan tanah**

Pada data penyelidikan tanah didapatkan bahwa lokasi jembatan Embung Manunggal berada di lapisan tanah lunak dimana pada kedalaman tanah 30 meter diketahui nilai SPT (N-value) sudah mencapai 39 blows/ft dan telah diyakini pada kedalaman tersebut benar-benar merupakan tanah lunak. Data tersebut diambil pada setiap pilar pada kondisi eksisting. Untuk kedalaman tanah eksisting dengan kedalaman tanah rencana akan disamakan karena kami hanya merubah struktur pilar dinding beton menjadi spun pile.

### 3. Data topografi

Data topografi merupakan pengukuran situasi dan ketinggian tanah (*Leveling*) dilakukan untuk mengetahui kondisi lahan, baik diperuntukkan untuk lahan yang ada sekarang (perumahan, sawah, ataupun hutan), ketinggian atau elevasi tanah, jalan dan bangunan jembatan pada saat itu.

Hasil pengukuran topografi berupa peta kontur yang menunjukkan elevasi tanah), profil embung, dan lainnya.

### 3.2 Metode Desain Jembatan

Design jembatan Embung Mannunggal seperti yang sudah dijelaskan diatas tersusun tipe struktur slab on pile dengan bentang 5 m dengan panjang 138 meter, jembatan Embung Manunggal direncanakan memiliki lebar jembatan 25,2 meter. Pembebanan menggunakan rencana keadaan batas yaitu mengalikan beban dengan faktor beban dalam keadaan ultimate.

### 3.3 Urutan Desain Jembatan

#### 3.3.1 Preliminary desain

Seperti yang telah ditentukan pada BMS 1922 bahwa terdapat beberapa bangunan jembatan perlu ditentukan terlebih dahulu yaitu:

#### 1. Desain slab lantai

Desain dimensi awal untuk tebal minimum slab lantai dapat menggunakan rumus  $200 \leq D \leq 100 + 0.04$

$L$  = Panjang bentang jembatan (BMS BDM hal 5-4)



### 3.3.2 Desain bangunan atas

#### 1. Desain Parapet

- Perhitungan pembebanan:
  - a. Beban Mati
    - Beban mati terpusat
      - Berat sendiri parapet
- Kontrol Penulangan
- Penulangan

#### 2. Desain Slab Lantai

- Perhitungan Pembebanan:
  - a. Beban Mati
    - Beban mati merata
      - Berat sendiri Slab lantai kendaraan
      - Aspal
      - Genangan air hujan
    - Beban mati terpusat
      - Berat parapet
  - b. Beban Hidup Lalu Lintas
    - Beban truk (T)
    - Beban Lajur BGT
    - Beban Lajur BTR
- Kontrol Penulangan Tarik dan Geser
- Penulangan
- Kontrol penulangan lentur
- Penulangan

### 3. Desain Pile Head

- Perhitungan Pembebanan:
  - a. Beban Mati
    - Berat sendiri slab
    - Berat bangunan atas
  - b. Beban Hidup
    - Beban hidup terbagi rata(UDL 100%)
    - Beban Hidup terpusat (KEL100%)
- Kontrol penulangan lentur dan geser
- Penulangan

### 3.3.3 Desain bangunan bawah

#### 1. Desain Pondasi/Spun Pile

- Perhitungan pembebanan:
  - Beban mati dan hidup struktur bangunan atas
  - Beban Gempa struktur bangunan atas
  - Gaya Spring
- Daya dukung tanah

#### 2. Abutment

- Perhitungan pembebanan:
  - Beban mati :beban tekanan tanah aktif,berat sendiri abutment
- Kontrol penulangan
- Penulangan

#### 3. Plat sayap (wing wall)

- Perhitungan pembebanan:
  - Berat sendiri wing wall
  - Beban tekanan tanah aktif
- Kontrol penulangan
- Penulangan

#### 4. Desain Plat injak

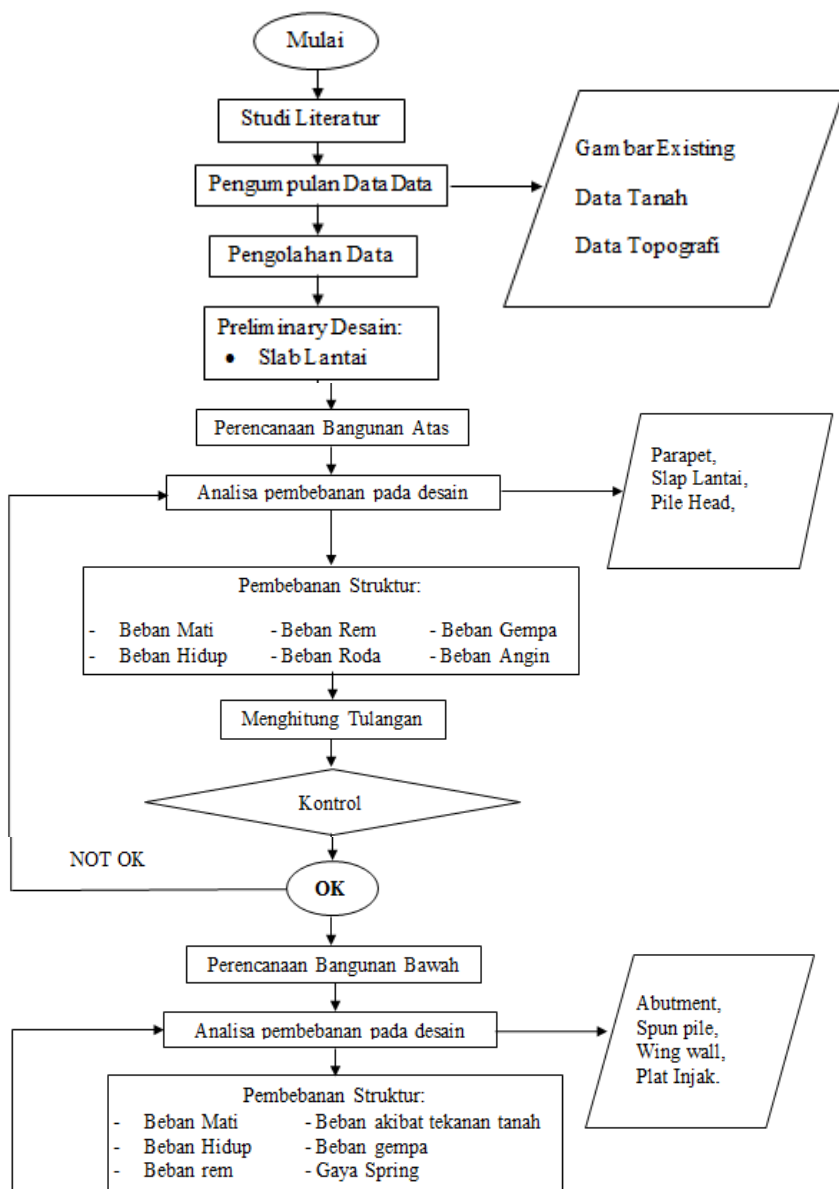
- Perhitungan pembebanan: Beban mati : Berat aspal, berat timbunan, berat sendiri plat, beban tekanan tanah aktif.
- Kontrol penulangan lentur dan geser.
- Penulangan

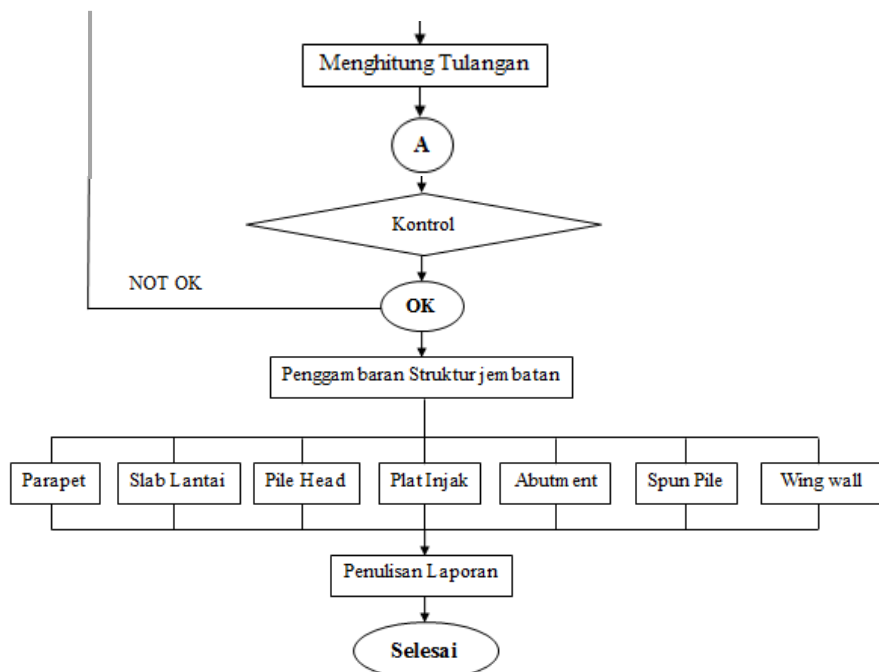
### 3.3.4 Penggambaran

Hasil penggambaran yang dilakukan berupa:

- Gambar layout jembatan
- Gambar tampak jembatan
- Gambar potongan jembatan
- Gambar detail jembatan (Detail Penulangan)

### 3.4 Bagan Alir Metodologi



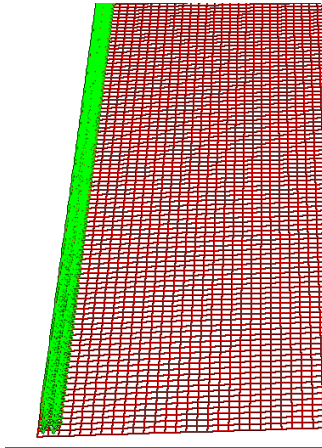


**Gambar 3.1** Bagan Alir Metodologi

*(Halaman ini sengaja dikosongkan)*

## BAB IV ANALISA STRUKTUR BANGUNAN ATAS

### 4.1 Parapet Samping



**Gambar 4.1** Ilustrasi pembebanan pada parapet

#### 4.1.1 Data

H	= 1,2	m
b1	= 0,5	m
b2	= 0,25	m
BJ	= 25	kN/m <sup>3</sup>

#### 4.1.2 Analisa beban parapet

##### A. Beban Mati

$$KuMS = 1,3$$

$$\begin{aligned}\text{Beban mati parapet} &= \text{Luas} \times \text{Berat jenis} \times KuMS \\ &= 0,3891 \times 25 \times 1,3 \\ &= 12,65 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

##### B. Beban Hidup

$$KuTP = 1,8$$

$$\begin{aligned}MA &= 15 \times H \\ &= 15 \times 1,2 \\ &= 18 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$VA = 15 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}MU &= MA \times KuTP \\ &= 18 \times 1,8 \\ &= 32,4 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}VU &= VA \times KuTP \\ &= 15 \times 1,8 \\ &= 27 \text{ kN}\end{aligned}$$

#### 4.1.3 Material penulangan parapet

Mutu beton	$f_c'$	= 25 MPa
Mutu baja tulangan	$f_y$	= 390 MPa
Selimut beton	$d'$	= 40 mm
Tebal efektif	$d$	= 120 mm
Lebar yg ditinjau	$b$	= 1000 mm
Faktor reduksi lentur	$\Phi$	= 0.8
Dia. Tulangan lentur	$D$	= 13 mm
Dia. Tulangan bagi	$\emptyset$	= 8 mm



#### 4.1.4 Penulangan utama

$$M_u = 32,4 \text{ kN/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{32,4}{0,8} = 40,5 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{40,5 \times 10^6}{1000 \times 120^2} = 2,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,028 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,0211 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,35$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,35} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 2,81}{390}} \right) \\ &= 0,0078 \end{aligned}$$

Cek nilai  $\rho$

$$\begin{array}{ccccc} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ 0,0036 & < & 0,0078 & < & 0,0211 \end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0078 \times 1000 \times 120 \\ &= 931,78 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-13

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pasang}} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,665 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_{s \text{ pasang}} \times b}{A_{s \text{ perlu}}} \\ &= \frac{132,665 \times 1000}{931,78} \\ &= 117,4 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka, dipasang tulangan utama **D13-100** ( $A_s = 1327,32 \text{ mm}^2$ )

#### 4.1.5 Penulangan bagi

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan. Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 931,78 \\ &= 465,89 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-8

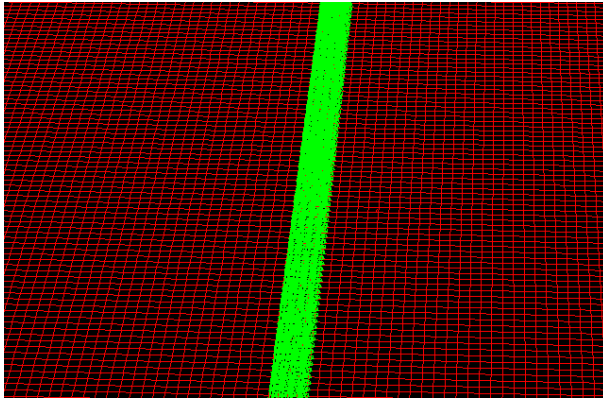
$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 \\ &= 113,04 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ pasang}} \\ &= \frac{465,89}{113,04} \\ &= 4,12 \text{ buah} \\ &= 5 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka dipasang **tulangan bagi 5 D8**

## 4.2 Parapet Tengah



**Gambar 4.2** Ilustrasi pembebanan pada parapet

### 4.2.1 Data

H	= 1,2	m
b1	= 0,8	m
b2	= 0,3	m
BJ	= 25 kN/m <sup>3</sup>	

#### 4.2.2 Analisa beban parapet

##### A. Beban Mati

$$K_{uMS} = 1,3$$

$$\begin{aligned}\text{Beban mati parapet} &= \text{Luas} \times \text{Berat jenis} \times K_{uMS} \\ &= 0,66 \times 25 \times 1,3 \\ &= 21,45 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

##### B. Beban Hidup

$$K_{uTP} = 1,8$$

$$\begin{aligned}MA &= 15 \times H \\ &= 15 \times 1,2 \\ &= 18 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$VA = 15 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}MU &= MA \times K_{uTP} \\ &= 18 \times 1,8\end{aligned}$$

$$= 32,4 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}VU &= VA \times K_{uTP} \\ &= 15 \times 1,8 \\ &= 27 \text{ kN}\end{aligned}$$

#### 4.2.3 Material penulangan parapet

Mutu beton	$f_c'$	= 25 MPa
Mutu baja tulangan	$f_y$	= 390 MPa
Selimit beton	$d'$	= 40 mm
Tebal efektif	$d$	= 120 mm
Lebar yg ditinjau	$b$	= 1000 mm
Faktor reduksi lentur	$\Phi$	= 0.8
Dia. Tulangan lentur	$D$	= 13 mm
Dia. Tulangan bagi	$\emptyset$	= 8 mm

#### 4.2.4 Penulangan utama

$$M_u = 32,4 \text{ kN/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{32,4}{0,8} = 40,5 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{40,5 \times 10^6}{1000 \times 120^2} = 2,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{390} \times \frac{600}{600 + 390}$$

$$= 0,028$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,028 \\ &= 0,0211 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{390}{0,85 \times 25} = 18,35$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,35} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 18,35 \times 2,81}{390}} \right) \\ &= 0,0078\end{aligned}$$

Cek nilai  $\rho$

$$\begin{array}{ccccc}\rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ 0,0036 & < & 0,0078 & < & 0,0211\end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0078 \times 1000 \times 120 \\ &= 931,78 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-13

$$\begin{aligned}\text{As pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,665 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\ &= \frac{132,665 \times 1000}{931,78} \\ &= 117,4 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka, dipasang tulangan utama **D13-100 (As = 1327,32 mm<sup>2</sup>)**

#### 4.2.5 Penulangan bagi

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan. Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 931,78 \\ &= 465,89 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-8

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 8^2 \\ &= 113,04 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

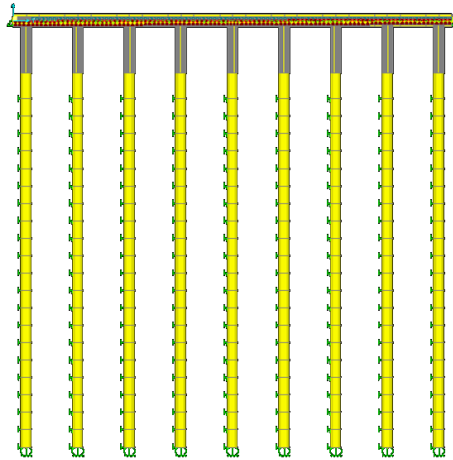
$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ pasang}} \\ &= \frac{465,89}{113,04} \\ &= 4,12 \text{ buah} \\ &= 5 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka dipasang **tulangan bagi 5 D8**

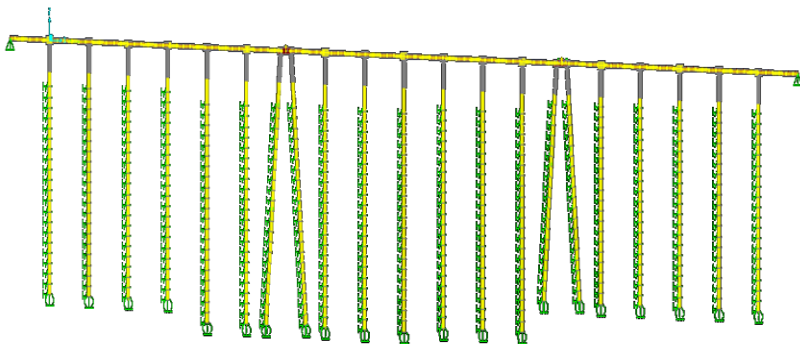


### 4.3 Desain Struktur Slab On Pile

Struktur slab on pile terdiri dari slab, pier head dan tiang pancang. Konsep desain struktur jembatan harus tahan terhadap gempa, sehingga struktur tidak mengalami kegagalan struktur apabila terjadi gempa ringan, sedang maupun kuat.



**Gambar 4.3** Potongan melintang *Slab On Pile*



**Gambar 4.4** Potongan memanjang *Slab On Pile*

### 4.3.1 Desain Struktur Atas

Struktur atas terdiri dari pier head dan slab, direncanakan dari beton bertulang, dengan mutu  $f_c' = 30$  Mpa dan baja tulangan ulir dengan mutu  $f_y = 400$  Mpa.

### 4.3.2 Analisa Pembebanan

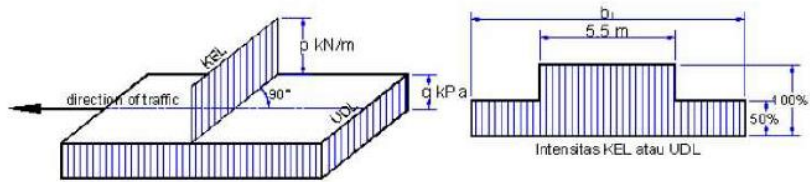
#### 1. Beban mati bangunan atas

**Tabel 4.1** Gaya Reaksi  $V_{ba}$  akibat beban mati bangunan atas

No.	Uraian	Vabt
		(KN)
1	Slab Lantai Kendaraan 45 cm	1984,5
2	Lapisan Aspal + Overlay	388,08
3	Genangan Air Hujan	172,87
4	Parapet	7,5
<i>Jumlah</i>		2552,95

#### 2. Beban lalu lintas

Beban lalu lintas (lajur “D”) untuk rencana bangunan bawah jembatan embung ini terdiri dari UDL dan KEL dimana akan ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan.



**Gambar 4.5** Asumsi beban hidup lalu-lintas

- Panjang bentang jembatan ( $L$ ) = 7 m
- Lebar perkerasan jembatan ( $b$ ) = 25,2 m
- Beban KEL ( $P_{KEL}$ ) = 49 kN/m
- Faktor dinamis ( $1+DLA$ ) = 1,3
- Beban UDL ( $q_{UDL}$ ) = 558 kN/m<sup>2</sup>

### 3. Beban Gempa

- Analisa respon spectrum input SAP2000:

Analisis beban gempa berdasarkan perhitungan data grafik respon spectrum gempa dari PUSKIM Desain Spektra Indonesia 2011.

Perhitungan Beban Gempa:

Diketahui:

- Zona Gempa = Zona 2
- Wilayah = Gresik
- Jenis Tanah = Tanah Lunak

- ✓ Faktor keutamaan (I)

$$I = 1,0$$

- ✓ Faktor reduksi gempa

$$R = 2,0$$

- ✓ Massa Struktur (Mass source)

Massa untuk struktur akan ditentukan berasal dari:

- 1) Berat sendiri struktur (*self weight*) seperti pilar.
- 2) Beban mati tambahan (*super dead*) seperti bangunan atas, dll.

- ✓ Faktor Pengali

Struktur jembatan yang berada pada zona 2 harus dianalisis sesuai dengan persyaratan minimum **Pasal 6.3 SNI 2833-2013 Beban Gempa**. Kecuali untuk fondasi, maka gaya gempa rencana untuk seluruh komponen jembatan termasuk pilar dan dinding penahan tanah, ditentukan dengan membagi gaya gempa elastis dengan faktor modifikasi respons ( $R$ ) sesuai dengan **Tabel 6**. Gaya gempa rencana untuk fondasi selain fondasi tiang pancang dan dinding penahan tanah ditentukan dengan membagi gaya gempa elastis dengan setengah dari nilai faktor modifikasi respons ( $R/2$ ) sesuai dengan **Tabel 6**, untuk komponen bangunan bawah dimana fondasi tersebut terhubung. Nilai  $R/2$  tidak boleh kurang dari 1.0. Bila kombinasi beban selain kombinasi gempa menentukan terhadap perencanaan kolom, kemungkinan gaya gempa yang ditransfer ke fondasi dapat lebih besar dibandingkan dengan perhitungan di atas karena kemungkinan kuat lebih kolom harus diperhitungkan.

$$\begin{aligned}\text{Faktor pengali} &= R/2 \\ &= 2/2 \\ &= 1\end{aligned}$$

- Analisa beban gempa statis ekuivalen

Analisis beban gempa berdasarkan **SNI 1725-2016** beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada abutment direncanakan 100% dari total beban.

Perhitungan Beban Gempa:

$$\begin{aligned}
 E_Q &= \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \\
 &= \frac{0,85}{1} \times 2552,95 \\
 &= 2170 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Keterangan:

EQ = Gaya gempa horisontal statis (kN)  
 Csm = Koefisien respons gempa elastis  
 Rd = Faktor modifikasi respons  
 Wt = Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

#### 4. Beban Angin

Gaya angin pada bangunan atas tergantung luas ekuivalen diambil sebagai luas padat jembatan dalam elevasi proyeksi tegak lurus. Gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan BMS 1992 adalah sebagai berikut:

$$T_{EW} = 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

- ✓ Kecepatan angin rencana ( $V_w$ ) = 30 m/s (*ultimate*)
- ✓ Lebar jembatan (b) = 25,2 m
- ✓ Tinggi sampan jembatan (d) = 1,25 m
- ✓ Bentang jembatan = 138 m
- ✓ Luas bagian samping jembatan ( $A_b$ ) = 3,15 m<sup>2</sup>
- ✓ Rasio  $b/d$  = 20,2

✓	Koefisien seret ( $C_w$ )	= 1,3
✓	Gaya angin ( $T_{EW}$ )	= 2,2 kN

### 5. Beban Rem (Breaking Force)

Truk 12 H

Berat total maksimum	= 22,5 ton	
% Berat gandar terbesar	= 66%	
Lebar lajur	= 25,2 m	
Panjang bentang	= 7 m	
- 25% dari berat gandar truk	= 0,15 ton/m	
- 5% berat truk rencana ditambah BTR	= 0,03 + 0,21	
	= 0,24 ton/m	

### 4.3.3 Kombinasi Pembebanan

**Tabel 4.2** Beban-beban pada struktur *Slab On Pile* dan faktor beban yang sesuai.

Pembebanan Pada Struktur Slab On Pile	Simbol	Faktor Beban	
		Kondisi Layan	Kondisi Ultimit
Beban mati (Berat slab, pier head, tiang)	$P_{MS}$	1,0	1,3
Beban mati tambahan (aspal 10 cm, dan parapet)	$P_{MA}$	1,0	2,0
Gaya rem	$T_{TB}$	1,0	1,8
Gaya sentrifugal pada tikungan	$T_{TR}$	1,0	1,8
Beban lajur D: UDL (BTR) dan KEL (BGT)	$T_{TD}$	1,0	1,8
Beban gempa	$T_{EQ}$	1,0	1,0

**Tabel 4.3** Kombinasi pembebanan yang dihitung pada kondisi layan.

Kombinasi Pembebanan	Faktor beban x beban yang bekerja pada struktur
Kombinasi 1	$1,0 PMS + 1,0 PMA + 1,0 TTD + 1,0 TTB$
Kombinasi 2	$1,0 PMS + 1,0 PMA + 1,0 TTD + 1,0 TTB$
Kombinasi 3	$1,0 PMS + 1,0 PMA + 1,0 TTD + 1,0 TTB$
Kombinasi 4	$1,0 PMS + 1,0 PMA + 1,0 TTB$

**Tabel 4.4** Kombinasi pembebanan yang dihitung pada kondisi ultimate.

Kombinasi Pembebanan	Faktor beban x beban yang bekerja pada struktur
Kombinasi 1	1,3 PMS + 2,0 PMA + 1,8 TTD + 1,3 TTB
Kombinasi 2	1,3 PMS + 2,0 PMA + 1,8 TTD + 1,3 TTB
Kombinasi 3	1,3 PMS + 2,0 PMA + 1,8 TTD + 1,3 TTB
Kombinasi 4	1,3 PMS + 2,0 PMA + 1,3 TTB
Kombinasi Gempa X	1,0 PMS + 1,0 PMA + 50% TTD + 1,3 TTB+ (100%TEQ <sub>x</sub> + 30%TEQ <sub>y</sub>
Kombinasi Gempa Y	1,0 PMS + 1,0 PMA + 50% TTD + 1,3 TTB+ (30%TEQ <sub>x</sub> + 100%TEQ <sub>y</sub>

#### 4.3.4 Perhitungan Plat Lantai Slab

##### 4.3.4.1 Preliminary Desain Dimensi Plat Lantai Kendaraan

Plat lantai kendaraan berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus memiliki tebal minimum plat (ts) yang memenuhi ketentuan dalam **BMS BDC (1992) hal 6-7**. Untuk menentukan tebal plat yang dipakai, harus dilakukan kontrol geser pons terhadap ketebalan plat akibat pembebanan roda truk ( $P_{TT}$ ) pada berbagai posisi.



**Gambar 4.6** Potongan memanjang *slab on pile*



➤ Preliminary Dimensi

$$200 \leq t_s \leq 100 + 0,04 L$$

$$T_s \geq 200 \text{ mm}$$

$$T_s \geq 100 + 0,04 L$$

$$T_s \geq 100 + 0,04 (7000) \text{ mm}$$

$$T_s \geq 380 \text{ mm}$$

➤ Kontrol Geser Pons

**Tabel 4.5** Data analisa geser pons akibat beban roda

DATA ANALISA RODA		
Keterangan	Notasi	Nilai
Tebal lapisan aspal	ta	100 mm
Roda arah melintang	a	200 mm
Lebar roda ganda	b	500 mm
Kuat tekan beton	fc'	30 MPa
Beban roda	P <sub>roda</sub>	112.500 N
Faktor reduksi kekuatan	K <sub>rc</sub>	0,7
Faktor beban truck	K <sub>UTT</sub>	2
Faktor beban dinamis	DLA	0,3
Tebal plat lantai kendaraan	ts	400 mm

Dimana,

$$\begin{aligned} u &= a + (2 \cdot t_a) + t_s \\ &= 200 + (2 \cdot 70) + 400 \\ &= 740 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v &= b + (2 \cdot t_a) + t_s \\ &= 500 + (2 \cdot 70) + 400 \\ &= 1040 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b' &= (2 \cdot u) + (2 \cdot v) \\ &= 3560 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{pons}} &= b' \cdot d \\ &= 3200 \text{ mm} \cdot (400 \text{ mm} - 40 \text{ mm}) \\ &= 1152000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{truck}} &= (1 + \text{DLA}) \cdot \text{PTT} \cdot K_{uTT} \\ &= (1 + 0,3) \cdot 112,5 \text{ kN} \cdot 2 \\ &= 292,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kekuatan nominal slab lantai terhadap geser tanpa tulangan:

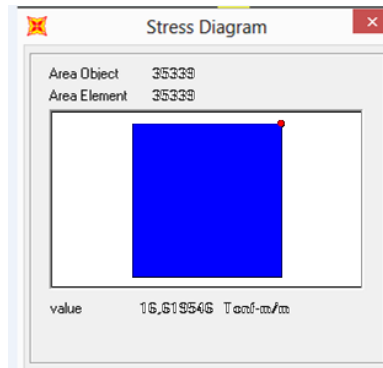
$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b' \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 3200 \cdot 310 \\ &= 905567,96 \text{ kN} \\ &= 906 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \phi \cdot V_c \\ &= 0,7 \cdot 905567,96 \\ &= 633,89 \text{ kN} \end{aligned}$$

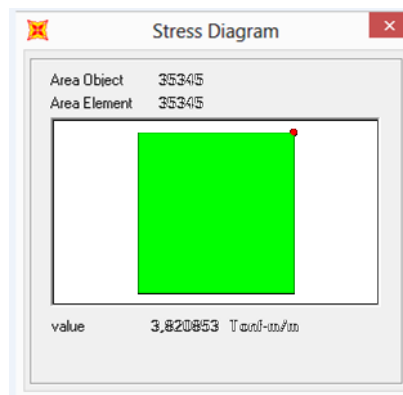
$$\begin{array}{lll} V_u & > & P_{\text{truck}} \\ 633,89 \text{ kN} & > & 292,5 \text{ kN} \end{array} \quad \mathbf{OK}$$

Perhitungan plat lantai menggunakan aplikasi SAP2000, dari hasil perhitungan didapatkan momen maksimum sebagai berikut:

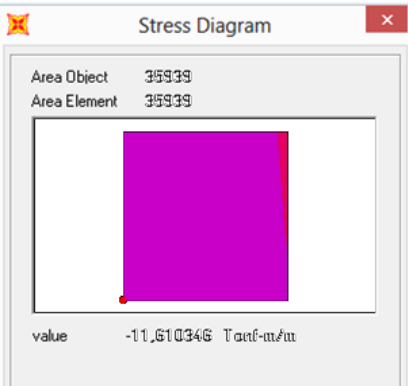
- $M_x$  Lapangan = 16,62 Tm/m
- $M_x$  Tumpuan = 11,61 Tm/m
- $M_y$  = 3,82 Tm/m



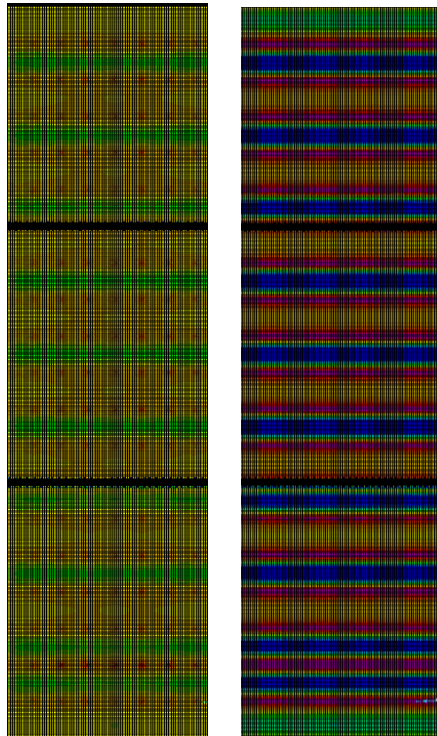
**Gambar 4.7**  $M_x$  Lapangan SAP2000



**Gambar 4.8**  $M_y$  SAP2000



**Gambar 4.9** Mx Tumpuan SAP2000



**Gambar 4.10** Kontur momen plat 40 cm M11 (kiri) dan M22 (kanan)

#### 4.3.4.2 Perhitungan penulangan Plat Lantai

$f_c'$	= 30	Mpa	
$f_y$	= 240	Mpa	(Polos < D13)
$f_y$	= 400	Mpa	(Ulir $\geq$ D13)

URAIAN	PLAT
Tebal (mm)	400
Lebar “b” (mm)	1000
Cover beton (mm)	40
Tebal efektif “d” (mm)	354
<b>Perhitungan Tulangan</b>	
<b>Tul. Melintang atas-bawah</b>	
Momen ultimate ( $T_m/m'$ )	<b>4,00</b>
Penulangan	D12 – 150
Ast terpasang ( $mm^2/m'$ )	791,7
$F_y$ ( $N/mm^2$ )	240
$T = Ast.f_y$ ( $N/m'$ )	190003,5
$a = T/(0,85f_c'.b)$ (mm)	7,45
Momen Kapasitas $= 0,8.T.(d-a/2)$ ( $T_m/m'$ )	5,32 (OK)
<b>Memanjang</b>	
<b>Tumpuan</b>	
Momen ultimate ( $T_m/m'$ )	<b>17,00</b>
Penulangan	D22 – 200
Ast terpasang ( $mm^2/m'$ )	1900,7
$F_y$ ( $N/mm^2$ )	400
$T = Ast.f_y$ ( $N/m'$ )	760265,4
$a = T/(0,85f_c'.b)$ (mm)	29,81
Momen Kapasitas $= 0,8.T.(d-a/2)$ ( $T_m/m'$ )	19,89 (OK)

<b>Memanjang</b>	
<b>Lapangan</b>	
Momen ultimate (Tm/m')	<b>16,62</b>
Penulangan	D22 – 250
Ast terpasang (mm <sup>2</sup> /m')	1520,5
Fy (N/mm <sup>2</sup> )	400
T = Ast.fy (N/m')	608212,3
a = T/(0,85fc'.b) (mm)	23,85
Momen Kapasitas =0,8.T.(d-a/2) (Tm/m')	16,64 <b>(OK)</b>

Cek lendutan (arah memanjang)

$$f_o = \frac{L}{800}$$

$$= 0,292 \text{ cm}$$

$$f_{maks} = \frac{5wL^4}{348EI}$$

dimana:

$$\begin{array}{lll} w & = 756 & \text{kg/cm} \\ L^4 & = 2964197531 & \text{cm}^4 \\ E & = 257430 & \text{kg/cm}^2 \\ I & = 538924 & \text{cm}^4 \end{array}$$

$$f_{maks} = \frac{5wL^4}{348EI}$$

$$= 0,232 \text{ cm}$$

**Syarat:**

$$\begin{array}{lll} f_{maks} & < & f_o \\ 0,232 \text{ cm} & < & 0,292 \text{ cm} \end{array} \quad \textbf{(OK)}$$

- **Cek gaya horisontal tiang**

Beban ( Hx )	Gaya ( kN )
Beban Rem	2,4
Beban 100% akibar gempa (Struktur Atas + Pier head )	2477,95
Total	2480,35

Beban ( Hy )	Gaya ( kN )
30 % Beban Gempa struktur atas	498,89
30 % Beban Gempa pier head	244,49
Beban Angin	2,20
Total	745,58

$$H_{\text{terjadi}} = \sqrt{Hx^2 + Hy^2}$$

$$= 2589,99 \text{ kN}$$

$$P_{\text{ijin}} = 1445 \text{ kN}$$

### **Kemiringan 1:10**

$$H_{\text{ijin}} = P_{\text{ijin}} \times \tan 5,71^\circ \times \text{jumlah tiang}$$

$$= 2600,7 \text{ kN} \quad (\text{OK})$$

### **Kemiringan 1:15**

$$H_{\text{ijin}} = P_{\text{ijin}} \times \tan 5,71^\circ \times \text{jumlah tiang}$$

$$= 1713,9 \text{ kN} \quad (\text{NOT OK})$$

### **Kemiringan 1:11**

$$H_{\text{ijin}} = P_{\text{ijin}} \times \tan 5,71^\circ \times \text{jumlah tiang}$$

$$= 2339,6 \text{ kN} \quad (\text{NOT OK})$$

Syarat:

$$H_{\text{terjadi}} < H_{\text{ijin}}$$



## **BAB V**

### **PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH**

#### **5.1 Perencanaan Abutment Kiri**

Bagian dari struktur bangunan bawah jembatan berfungsi untuk menyalurkan beban – beban di atasnya, baik beban hidup maupun mati dari bangunan atas ke pondasi jembatan dan menahan tekanan tanah serta beban – beban aksi lingkungan lainnya. Dalam perencanaan Jembatan Embung ini bangunan bawah yang dimaksud adalah Abutment dimana akan direncanakan pula elemen – elemen penyusun dan pelengkap nya.

##### **5.1.1 Desain Dimensi Abutment**

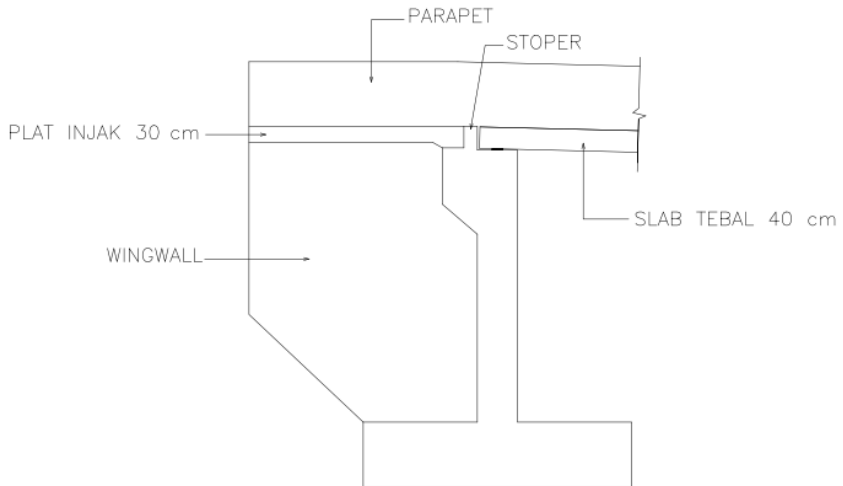
Dalam perencanaan abutment menggunakan acuan dari peraturan BMS BDM 1992 dan BMS BDC 1992. Abutment terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, pile cap (poer), dinding abutment, plat injak dan wing wall. Penulangan abutment direncanakan dari analisis element – elemen abutment jembatan. Analisis pembebanan atas baik beban hidup maupun mati, beban sendiri abutment, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat beban gempa serta beban gempa. Berikut ini adalah analisis pembebanan serta elemen – elemen penyusun dan pelengkap abutment.

Berikut data yang diperoleh untuk perencanaan abutmen:

- Elevasi Muka Tanah Asli : -5,4 m
- Elevasi Lantai Kerja Abutment : -6,7 m
- Elevasi lantai Kendaraan : 0,00 m
- Tinggi Abutment Rencana : 6,7 m
- Lebar Abutment : 25,2 m
- Panjang Bentang Jembatan : 7 m

### 5.1.2 Analisis Pembebanan pada Pondasi Abutment

#### 1. Beban Mati Bangunan Atas



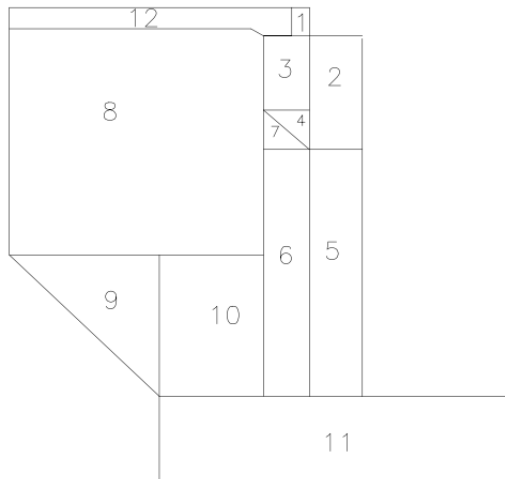
**Gambar 5.2** Pembebanan Abutment akibat beban mati bangunan atas

**Tabel 5.1** Gaya reaksi V abt akibat beban mati 1/2 bang. Atas

No.	Uraian	V <sub>abt</sub> (kN)
1	Slab lantai	1764
2	Lapisan aspal + Overlay	252,252
3	Air hujan	86,436
4	Parapet samping	105
5	Parapet tengah	168
Total		2375,688
Total $\frac{1}{2}$ bangunan atas		1187,844

## 2. Beban sendiri abutment

Dalam perhitungan berat sendiri abutment dibagi atas beberapa segmen dengan asumsi dimensi yang sama diterapkan untuk abutmen kiri dan abutmen kanan. Hal ini untuk memudahkan dalam analisis. Analisis berat abutment didapat dari volume per segmen dikalikan dengan berat jenis lalu menghitung statis momen titik tangkap gaya/titik berat abutment terhadap center poer.



**Gambar 5.3** Pembagian Segmen Abutment

**Tabel 5.2** Perhitungan beban sendiri

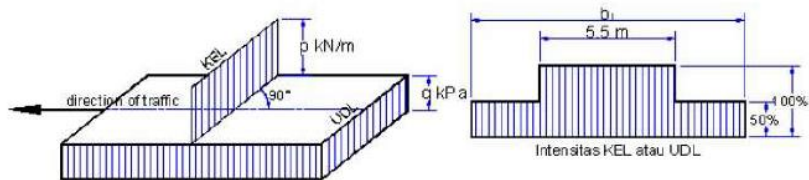
Segmen	Luasan	Lebar	Volume	Berat	X
	m <sup>2</sup>	m	m <sup>3</sup>	kN	m
	Abutment				
1	0,11	25,2	2,84	70,88	0,5
2	1,17	25,2	29,43	735,68	0,0
3	0,65	25,2	16,38	409,50	0,7
4	0,18	25,2	4,56	114,05	0,592
5	2,62	25,2	66,02	1650,44	0
	Wing Wall				
6	2,27	0,3	0,68	17,03	0,7
7	0,18	0,3	0,05	1,36	0,917
8	11,34	0,3	3,40	85,05	2,825
9	2,13	0,3	0,64	15,94	3,208
10	2,95	0,3	0,89	22,13	1,763
Total				3122,04	

**Tabel 5.3** Perhitungan statis momen abutmen

Segmen	Z	W.X	W.Z
	M	kN.m	kN.m
	Abutment		
1	2,525	35,44	178,96
2	1,521	0,00	1118,97
3	1,8	286,65	737,10
4	0,929	67,48	105,91
5	1,004	0,00	1657,04
	Wing Wall		
6	1,004	11,92	17,10
7	0,929	1,24	1,26
8	0,975	240,27	82,92
9	1,417	51,13	22,58
10	1,750	39,00	38,72
Total		733,12	3960,57

### 3. Beban hidup lalu lintas

Beban lalu lintas (lajur “D”) untuk rencana bangunan bawah jembatan embung terdiri dari BTR dan BGT dimana akan ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Asumsi pembebanan BTR dan BGT



**Gambar 5.4** Asumsi Beban Hidup Lalu-Lintas

- Panjang bentang jembatan ( $L$ ) = 7 m
- Lebar perkerasan jembatan ( $b$ ) = 25,2 m
- Beban KEL ( $P_{KEL}$ ) = 49 kN/m
- Faktor dinamis ( $1+DLA$ ) = 1,3
- Beban UDL ( $q_{UDL}$ ) = 0,558 kN/m<sup>2</sup>

$$\text{Total beban UDL} = 415,43 \text{ kN}$$

$$(((5,5 \times q_{UDL}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{UDL}) \times L$$

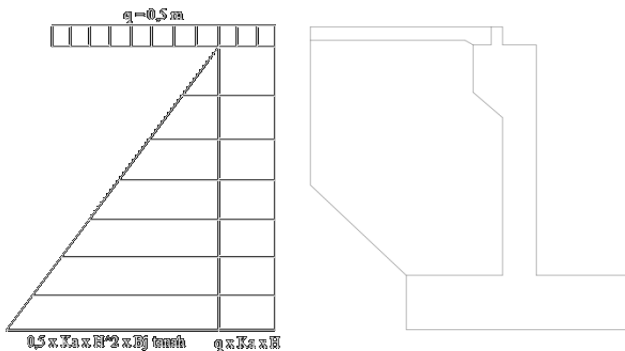
$$\text{Total beban KEL} = 252 \text{ kN}$$

$$[(5,5 \times (P_{KEL}(1 + DLA)))] + [(b - 5,5 \times (0,5 \times (P_{KEL}(1 + DLA)))]$$

$$\text{Total Beban Hidup Lalu Lintas} = 667,43 \text{ kN}$$

#### 4. Beban tekanan tanah aktif

Analisis Beban tekanan tanah aktif berdasarkan RSNIT-02-2005 Pasal 5.4.2 dimana tekanan tanah dihitung berdasarkan harga nominal  $W_s$ ,  $C$ , dan  $\gamma t$ . Pada bagian tanah di belakang dinding abutment adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Beban tekanan tanah akan membebani tembok penahan tanah dari kepala jembatan dengan arah horizontal, sehingga tekanan tanah ini dapat menimbulkan efek guling pada kepala jembatan.



**Gambar 5.5** Beban tekanan tanah aktif pada abutment jembatan

Tinggi timbunan ( $H$ )	= 5,45 m
Berat jenis tanah ( $\gamma t$ )	= 18 kN/m <sup>2</sup>
Sudut geser tanah ( $\phi$ )	= 30°
Lebar abutmen ( $B_y$ )	= 25,2 m

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi)$$

$$= 0,33$$

$$Q = 0,6 \times \gamma t$$

$$= 10,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 P_{T_{a1}} &= q \times K_a \times H \times B_y \\
 &= 10,8 \times 0,33 \times 5,45 \times 25,2 \\
 &= 494,424 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{T_{a2}} &= 0,5 \times K_a \times \gamma_t \times H^2 \times B_y \\
 &= 0,5 \times 0,33 \times 18 \times 5,45^2 \times 25,2 \\
 &= 2245,509 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{tot}} &= 494,424 + 2245,509 \\
 &= 2739,93 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

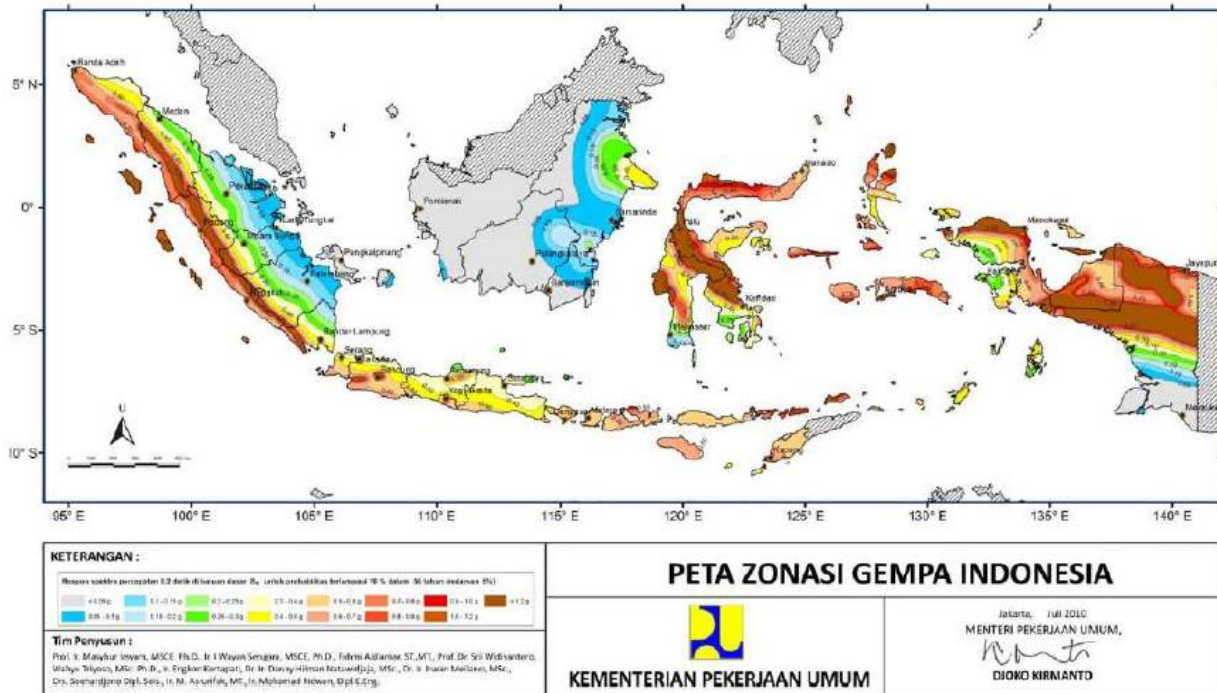
## 5. Beban gempa

Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833 – 2013. Beban gempa direncanakan dengan metode beban horizontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 50% dari span kiri dan span kanan.

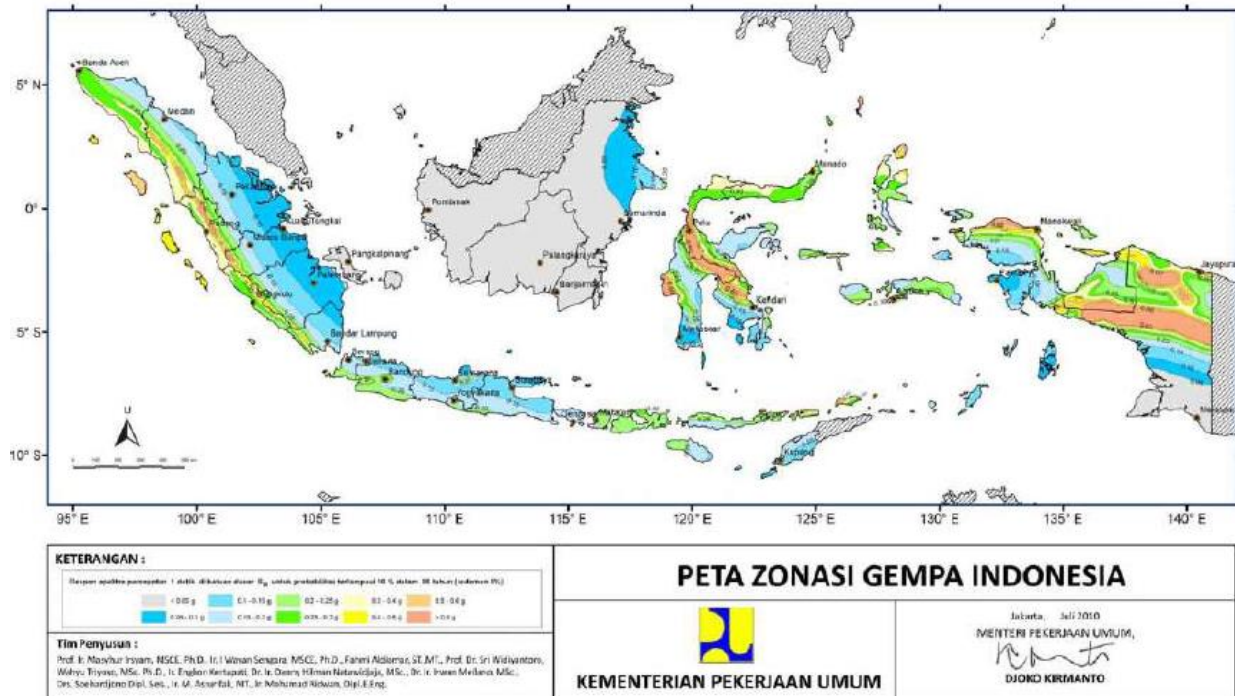
$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \text{ (SNI Gempa 2833-2013 Pasal 5.1)}$$

Nilai  $C_{sm}$  dan  $R$  didapatkan berdasarkan beberapa persamaan yang terdapat beberapa factor sinus gempa (FPGA, S1 dan SS) yang dimana nilainya didapatkan berdasarkan zona gempa di wilayah Indonesia yang ada pada halaman berikutnya.





**Gambar 5.6** Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun



**Gambar 5.7** Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun

Berdasarkan peta gempa diatas didapatkan nilai koefisien untuk kota Gresik sebagai berikut:

PGA (Percepatan puncak batuan dasar) : 0,25  
 Ss (Respons spektral untuk 0,2 detik) : 0,5  
 S1 (Respons spektral untuk 1 detik) : 0,25

• **Menentukan kelas situs**

Berdasarkan data N-SPT yang telah didapatkan maka dapat ditentukan besaran nilai N:

$$N = \frac{\sum t}{\sum (t/n)} = \frac{30}{2.203} = 13,618$$

**Tabel 5.4** Kelas situs (SNI Gempa 2833 - 2013 tabel 2)

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air ( $w$ ) $\geq 40\%$ , dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3m$ ) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5m$ dengan $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35m$		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

Dari hasil N dipakai sebagai acuan dalam tabel 5.6 untuk mencari kelas situs. Didapatkan kelas situs untuk pondasi pilar yaitu tanah lunak.

- **Menentukan faktor situs**

**Tabel 5.5** Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt ( $F_{PGA}/F_a$ )

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Didapat  $F_{PGA}/F_a = 1,7$

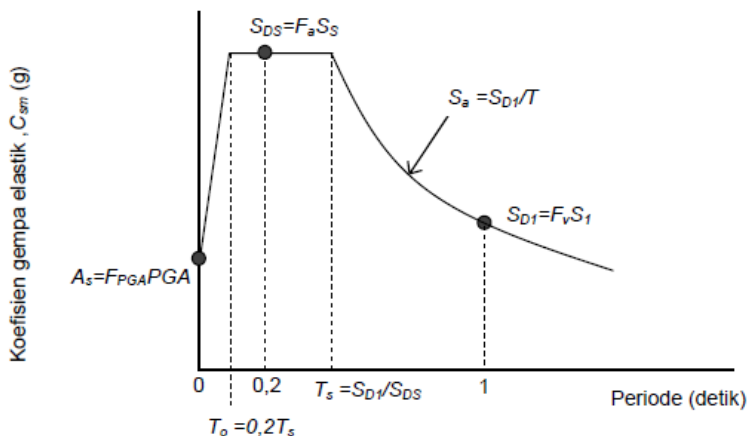
**Tabel 5.6** Faktor amplifikasi untuk periode 1 dt ( $F_v$ ) ..

Kelas situs	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Didapat  $F_v = 3$

- **Menentukan respon spectrum**



**Gambar 5.8** Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah

*Respon spectrum rencana*

$$\begin{aligned}
 A_s &= F_{PGA} \times PGA \\
 &= 1 \times 0,25 \\
 &= 0,25
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= F_a \times S_s \\
 &= 1,7 \times 0,5 \\
 &= 0,85
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= F_v \times S_1 \\
 &= 3 \times 0,25 \\
 &= 0,75
 \end{aligned}$$

- **Menentukan koefisien respons gempa elastik**

$$T = 0,2$$

$$T_s = \frac{SD1}{SD2} = \frac{0,75}{0,85} = 0,882$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,882 \\
 &= 0,176
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan bila  $T_0 < T < T_s$  maka memenuhi syarat ke 2

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= S_{ds} \\
 &= 0,85
 \end{aligned}$$

- **Menentukan faktor modifikasi respons (R)**

**Tabel 5.7** Faktor modifikasi respon (R) untuk bangunan bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Catatan:

Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

**Tabel 5.8** Faktor modifikasi respon (R) untuk hubungan antar elemen struktur

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

Berdasarkan tabel 5 – zona gempa dengan nilai  $S_{D1} = 0,75$  maka lokasi yang ditinjau termasuk dalam zona gempa 4, dimana nilai R untuk struktur bangunan atas dan bawah ditentukan berdasarkan pasal 5.9.3.2 dengan mengambil nilai R sama dengan 1.

*Data perencanaan beban gempa*

$$C_{sm} = 0,7$$

$$R_{\text{Bang Bawah}} = 1$$

$$R_{\text{bang Atas}} = 1$$

*Beban Gempa akibat Bangunan Atas*

$$W_B \text{ atas} = 2375,69 \text{ kN}$$

Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,7}{1} \times 2375,69 \\ &= 1662,982 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban gempa akibat abutment

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,7}{1} \times 3122,04 \\ &= 2185,431 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 6. Beban tekanan tanah akibat gempa

Beban tekanan tanah juga diperhitungkan bila terjadi gempa (tekanan tanah dinamis akibat gempa). Diasumsikan tembok penahan tanah adalah tembok yang fleksibel sesuai ketentuan yang terdapat pada SNI Gempa 2833-2013 Pasal 9.6. Berikut perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa:

Berat jenis tanah ( $\gamma_t$ )	= 18 kN/m <sup>3</sup>
Sudut geser tanah ( $\Phi$ )	= 30°
Rencana sudut tembok ( $\delta$ )	= 20°
Sudut kemiringan timbunan ( $\alpha$ )	= 0°
Sudut kemiringan tepi belakang tembok ( $\beta$ )	= 0°
Koefisien tekanan tanah aktif ( $K_a$ )	= 0,33
Koefisien gempa horizontal ( $K_h$ )	= $A_s \times 0,5$
	= 0,113
Sudut geser tanah nominal ( $\theta$ )	= 6,447°

*Koefisien tanah dinamis*

$$\pi = \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \varphi) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2$$

$$= 2,676$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\pi \cos \theta \cos 2\theta \cos(\delta + \beta + \varphi)}$$

$$= 1,254$$



*Perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa*

$$\begin{aligned} E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} (1 - Kv) K_{AE} \\ &= \frac{18 \times 5,45^2}{2} (1 - 0) 1,254 \\ &= 335,1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{AE} &= E_{AE} \times B_y \\ &= 335,1 \times 25,2 \\ &= 8445,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 7. Beban Angin

Gaya angin hanya bekerja pada bangunan relatif terhadap luasan samping dari struktur bangunan atas yang menerima beban angin yang bekerja pada sumbu horizontal. Gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan RSNIT-02-2005 adalah sebagai berikut:

$$T_{EW} = 0,0006 \times C_W \times V_W^2 \times A_b$$

✓	Kecepatan angin rencana ( $V_W$ )	= 30 m/s ( <i>ultimate</i> )
✓	Lebar jembatan ( $b$ )	= 25,2 m
✓	Tinggi samping jembatan	= 1,6 m
✓	Bentang jembatan	= 138 m
✓	Luas bagian samping jembatan ( $A_b$ )	= 40,32 m <sup>2</sup>
✓	Koefisien seret ( $C_W$ )	= 1,3

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0006 \times 1,3 \times 30^2 \times 40,32 \\ &= 56,609 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 8. Beban Rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan SNI Beban Jembatan 1725-2016 Pasal 8.7. Gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

- 25% dari berat gandar truk desain atau,
- 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR.

$$K_{TB} = 2,0$$

$$\begin{aligned} T_{TB} &= 5\% \times (V_{BTR} + V_{BGT}) \times K_{TB} \\ &= 66,74 \text{ kN} \end{aligned}$$

### 5.1.3 Perhitungan Gaya Aksial Spun Pile

Dari hasil pembebanan di atas, selanjutnya dilakukan analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya tersebut dipusatkan pada center poer. Berikut perhitungan gaya dan momen yang berpusat pada poer, yang dijelaskan pada tabel 5.10 di bawah:

**Tabel 5.9** Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment

No.	URAIAN	V	Hx	Hy	x
		kN	kN	kN	m
<b>I</b>	<b>Beban Tetap</b>				
	Struktur Atas	2375,69			
	Abutment	3122,04			0,23
	Tek. Tanah Aktif 1		494,42		
	Tek. Tanah Aktif 2		2245,51		
<b>II</b>	<b>Peng. Beban Hidup</b>				
	UDL + KEL	667,43			
	Beban Rem		33,37		
	Beban Angin			56,61	
<b>III</b>	<b>Aksi Lain (Gempa)</b>				
	Eq Struktur Atas		1662,98	1662,98	
	Eq Abutment		2185,43	2185,43	
	Eq Tek. Tanah Dinamis		8445,66		

**Lanjutan** Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment

No.	URAIAN	y	z	Mx	My
		m	M	kN.m	kN.m
<b>I</b>	<b>Beban Tetap</b>				
	Struktur Atas				
	Abutment			733,12	
	Tek. Tanah Aktif 1		2,73	1347,31	
	Tek. Tanah Aktif 2		1,82	4079,34	
<b>II</b>	<b>Peng. Beban Hidup</b>				
	UDL + KEL				
	Beban Rem			443,84	
	Beban Angin		6,25		353,81
<b>III</b>	<b>Aksi Lain (Gempa)</b>				
	Eq Struktur Atas		6,25	10393,64	10393,64
	Eq Abutment		1,27	2772,40	2772,40
	Eq Tek. Tanah Dinamis		2,73	23014,41	

## - Kombinasi 1 (D + L + Ta)

Vu	= 6165,163	kN
Hx	= 2739,933	kN
Hy	= 0,00	kN
Mx	= 6159,770	kN.m
My	= 0,00	kN.m

## - Kombinasi 2 (D + L + Ta + Tb)

Vu	= 6165,163	kN
Hx	= 2773,305	kN
Hy	= 0,00	kN
Mx	= 6603,612	kN.m
My	= 0,00	kN.m

- Kombinasi 3 (D + L + Ta + Tb + Tew)

Vu	= 6165,163	kN
Hx	= 2773,305	kN
Hy	= 56,609	kN
Mx	= 6603,612	kN.m
My	= 353,808	kN.m

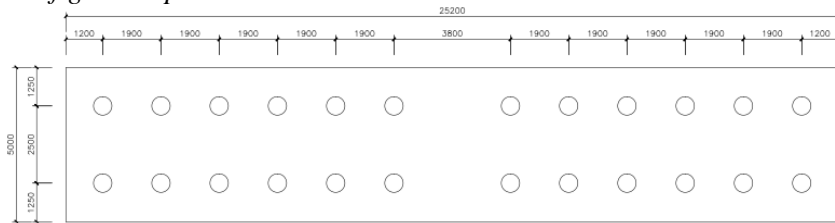
- Kombinasi 4 (D + Ex + 30%Ey + Taq)

Vu	= 5497,732	kN
Hx	= 12284,069	kN
Hy	= 1154,524	kN
Mx	= 36913,568	kN.m
My	= 3949,809	kN.m

- Kombinasi 5 (D + 30%Ex + Ey + Taq)

Vu	= 5497,732	kN
Hx	= 9600,18	kN
Hy	= 3848,413	kN
Mx	= 27697,347	kN.m
My	= 13166,031	kN.m

*Konfigurasi Spun Pile untuk Abt kiri:*



**Gambar 5.9** Konfigurasi Spun Pile Abutment

x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

= 1,25 m

y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

= 1,9 m

N = Jumlah tiang

= 24

Dari kombinasi dan konfigurasi di atas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus:

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx.x}{\sum x^2} \pm \frac{My.y}{y^2}$$

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (T)

V = Total gaya aksial (T)

N = Jumlah tiang pancang (buah)

Mx = Momen sumbu x (T.m)

My = Momen sumbu y (T.m)

y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

**Tabel 5.10** Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No.	x	Y	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>	Komb. 1	Komb. 2	Komb. 3
	m	M	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	kN	kN	kN
1	1,25	-11,4	1,56	129,96	247,58	246,91	258,71
2	1,25	-9,5	1,56	90,25	249,13	248,57	260,37
3	1,25	-7,6	1,56	57,76	250,68	250,24	262,03
4	1,25	-5,7	1,56	32,49	252,23	251,90	263,69
5	1,25	-3,8	1,56	14,44	253,78	253,56	265,35
6	1,25	-1,9	1,56	3,61	255,33	255,22	267,01
7	1,25	1,9	1,56	3,61	258,43	258,54	270,34
8	1,25	3,8	1,56	14,44	259,98	260,20	272,00
9	1,25	5,7	1,56	32,49	261,53	261,87	273,66
10	1,25	7,6	1,56	57,76	263,08	263,53	275,32
11	1,25	9,5	1,56	90,25	264,63	265,19	276,98
12	1,25	11,4	1,56	129,96	266,18	266,85	278,64
13	-1,25	-11,4	1,56	129,96	247,58	246,91	235,21
14	-1,25	13,3	1,56	176,89	267,73	268,51	256,72
15	-1,25	15,2	1,56	231,04	269,28	270,17	258,38
16	-1,25	17,1	1,56	292,41	270,83	271,83	260,04
17	-1,25	19	1,56	361	272,38	273,50	261,70
18	-1,25	20,9	1,56	436,81	273,93	275,16	263,36
19	-1,25	24,7	1,56	610,09	277,03	278,48	266,69
20	-1,25	26,6	1,56	707,56	278,58	280,14	268,35
21	-1,25	28,5	1,56	812,25	280,13	281,80	270,01
22	-1,25	30,4	1,56	924,16	281,68	283,46	271,67
23	-1,25	32,3	1,56	1043,29	283,23	285,13	273,33
24	-1,25	34,2	1,56	1169,64	284,78	286,79	274,99
			37,50	7552,12			

**Lanjutan** Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No.	X	y	$x^2$	$y^2$	Komb. 4	Komb. 5
	M	m	$m^2$	$m^2$	kN	kN
1	1,25	-11,4	1,56	129,96	305,01	626,13
2	1,25	-9,5	1,56	90,25	314,30	633,10
3	1,25	-7,6	1,56	57,76	323,58	640,07
4	1,25	-5,7	1,56	32,49	332,58	647,04
5	1,25	-3,8	1,56	14,44	342,16	654,00
6	1,25	-1,9	1,56	3,61	351,45	660,97
7	1,25	1,9	1,56	3,61	370,02	674,91
8	1,25	3,8	1,56	14,44	379,31	681,88
9	1,25	5,7	1,56	32,49	388,59	688,84
10	1,25	7,6	1,56	57,76	397,88	695,81
11	1,25	9,5	1,56	90,25	407,17	702,78
12	1,25	11,4	1,56	129,96	416,45	709,75
13	-1,25	-11,4	1,56	129,96	41,69	-251,60
14	-1,25	13,3	1,56	176,89	162,42	-161,02
15	-1,25	15,2	1,56	231,04	171,71	-154,05
16	-1,25	17,1	1,56	292,41	180,99	-147,08
17	-1,25	19	1,56	361	190,28	-140,11
18	-1,25	20,9	1,56	436,81	199,57	-133,14
19	-1,25	24,7	1,56	610,09	218,14	-119,21
20	-1,25	26,6	1,56	707,56	227,43	-112,24
21	-1,25	28,5	1,56	812,25	236,72	-105,27
22	-1,25	30,4	1,56	924,16	246,00	-98,30
23	-1,25	32,3	1,56	1043,29	255,29	-91,34
24	-1,25	34,2	1,56	1169,64	264,58	-84,37
			37,50	7552,12		

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi akibat kombinasi beban pada 1 spun pile didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima adalah 709,75 kN, selanjutnya gaya aksial yang harus terjadi harus lebih kecil dari daya dukung tanah.



### 5.1.4 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel 5.10 dapat diketahui nilai maksimum ( $P_{max}$ ) gaya aksial tiang pancang akibat beban tetap (Kombinasi 1,2,3) adalah 286,79 kN, sedangkan nilai maksimum ( $P_{max}$ ) gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (Kombinasi 4 dan 5) adalah 709,75 kN. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapat hasil reaksi berupa gaya aksial tekan saja maka akan dikontrol dengan daya dukung akibat tekan.

Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan spun pile dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor abutment kiri dan abutment kanan. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus *meyerhoff* dan *nakazawayang* akan ditunjukkan hasilnya dalam tabel 5.11 dan tabel 5.12

$R_u$	$= q_d \cdot A_p + U \cdot \sum l_i \cdot f_i$
$R_a$	$= \frac{1}{n} (R_u - W_s) + W_s - w$
$q_d \cdot A_p$	= Daya dukung ujung tanah/ <i>End bearing</i> (T)
$U \cdot \sum l_i \cdot f_i$	= Daya dukung lekatan tanah/ <i>side friction</i> (T)
$q_d$	= Daya dukung terpusat tiang bor (T)
$A_p$	= Luas penampang tiang ( $m^2$ )
$A_{st}$	= Panjang keliling tiang
$l_i$	= Tebal lapisan tanah yang ditinjau (m)
$f_i$	= Gaya geser pada selimut tiang cor
$n$	= Tanah basir $N/2 \leq 12$ (T)
$n$	= Tanah kohesif $N/2$ atau $C/2 \leq 12$ (T)
$W_s$	= Berat efektif tanah yang dipindahkan oleh tiang (T)
$W$	= Berat efektif tiang dan tanah di dalam tiang (T)

*Data Perencanaan Tiang bor/spun pile:*

$D_{\text{bored pile}}$	= 80 cm
	= 0,8 m
$A_p$	= 0,5 m <sup>2</sup>
$A_{st}$	= 2,51 m
SF	= 2, untuk beban gempa
SF	= 3, untuk beban tetap

**Tabel 5.11** Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø 0,6 m – Abutment kiri

Depth (m)	Jenis Tanah	N SPT	qc ton/m <sup>2</sup>	$A_p$ m <sup>2</sup>	$A_{st}$ m	li m	$f_i$ ton/m <sup>2</sup>	li x $f_i$ ton/m
0		0	0	0,50	2,51	2	0	0
-2		5	100	0,50	2,51	2	2,50	5
-4		6	120	0,50	2,51	2	3,00	6
-6		8	160	0,50	2,51	2	4,00	8
-8		12	240	0,50	2,51	2	6,00	12
-10		17	340	0,50	2,51	2	8,50	17
-12		16,5	330	0,50	2,51	2	8,25	16,5
-14		16	320	0,50	2,51	2	8,00	16
-16		16	320	0,50	2,51	2	8,00	16
-18		23,5	940	0,50	2,51	2	11,75	23,5
-20		33,5	1340	0,50	2,51	2	12,00	24
-22		37	1480	0,50	2,51	2	12,00	24
-24		37	1480	0,50	2,51	2	12,00	24
-26		38,5	1540	0,50	2,51	2	12,00	24
-28		38,5	1540	0,50	2,51	2	12,00	24
-30		38	1520	0,50	2,51	2	12,00	24

**Lanjutan** Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø 0,6 m – Abutment kiri

Depth (m)	$\sum f_i \times l_i$ ton.m	Qu kN	P = Qu/SF	
			SF = 2	SF = 3
0	0	0,00	0,00	0,00
-2	5	62,80	31,4	20,93
-4	11	87,92	43,96	29,31
-6	19	128,11	64,056	42,70
-8	31	198,45	99,224	66,15
-10	48	291,39	145,696	97,13
-12	64,5	327,82	163,908	109,27
-14	80,5	362,98	181,492	120,99
-16	96,5	403,18	201,588	134,39
-18	120	773,70	386,848	257,90
-20	144	1034,94	517,472	344,98
-22	168	1165,57	582,784	388,52
-24	192	1225,86	612,928	408,62
-26	216	1316,29	658,144	438,76
-28	240	1376,58	688,288	458,86
-30	264	1426,82	713,408	475,61

### 5.1.5 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan koefisien. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus Converse – Labbare:

$$\eta = 1 - \arctan \left( \frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

$\eta$  = Koefisien efisiensi kelompok tiang pancang

D = Diameter tiang pancang

k = Jarak antar tiang tegak lurus sumbu x

m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \arctan \left( \frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \\ &= 1 - \arctan \left( \frac{0,8}{1,25} \right) \times \frac{(12-1)2 + (2-1)12}{90 \cdot 2 \cdot 12} \\ &= 0,513 \end{aligned}$$

### 5.1.6 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Setelah mendapat P yang terjadi maka dilakukan analisis kontrol kekuatan tiang pancang terhadap gaya dan momen yang bekerja serta kontrol geser pons untuk mengetahui kemampuan beton menahan geser. Dari Wika Pile Classification direncanakan tiang pancang beton prategang:

- Diameter tiang pancang (D)	= 0,8	m
- Tebal (d)	= 0,12	m
- Kelas	= A1	
- Mutu Beton ( $f_c'$ )	= 49,8	MPa
- Allowable axial load	= 409,5	Ton
- Bending momen crack	= 40	Ton.m

- Bending momen ultimate = 60 Ton.m
- Modulus elastisitas beton = 33167,48 MPa
- Momen inersia TP  $= \frac{1}{64} \times \pi \times (D^4 - d^4)$   
= 2010619 cm<sup>4</sup>

### 5.1.7 Kontrol Terhadap Gaya Aksial Vertikal

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan tanah tempat tiang pancang ditanam. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

- Berdasarkan kekuatan bahan

Kekuatan tekan (maksimal) terhadap gaya aksial vertikal untuk tiang pancang Ø0,8 m adalah 4095 kN, sedangkan beban vertikal maksimal yang diterima tiang adalah sebesar 709,7 kN.

- Berdasarkan daya dukung tanah

Berdasarkan analisa perhitungan daya dukung tanah (data SPT) dari perumusan mayerhoff didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang prestressed concrete spun pile Ø0,8 m dengan kedalaman 26 m diperoleh  $Q_{ijin}$  seperti yang ditabelkan berikut ini:

**Tabel 5.12** Resume Pijin tiang pancang Ø0,6 m kedalaman 26 m

Data Tanah	$P_{ijin}$ beban sementara kN	$P_{ijin}$ beban tetap kN
Abutment Kiri	3689,5	2459,67

### 5.1.8 Kontrol terhadap Beban Horizontal

Gaya-gaya horisontal ( $H_x$ ) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya: tekanan tanah dinamis akibat gempa + beban rem + beban 100% akibat gempa (struktur atas + Abutment).

$$\begin{aligned} H_x &= 33,372 + 1662,982 + 2185,431 + 8445,657 \\ &= 12327,441 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya-gaya horisontal ( $H_y$ ) diperoleh dari beban searah sumbu y, diantaranya: tekanan tanah dinamis akibat gempa + beban rem + beban 100% akibat gempa (struktur atas + Abutment).

$$\begin{aligned} H_y &= 498,89 + 655,63 + 56,61 \\ &= 1211,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} \\ &= 12386,79 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H \text{ per tiang} &= \frac{H}{\text{Jml. Tiang}} \\ &= \frac{12386,79}{24} \\ &= 516,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kemampuan tiang menahan gaya horisontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar d.

$$H_a = \frac{k \times D}{\beta} \delta a$$

$$\beta = \left( \frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$

$$k = 0,2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2}$$

Dimana,

$H_a$  = Daya dukung horisontal yang diijinkan (kg)  
 $K$  = Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan (kg)  
 $D$  = Diameter tiang (cm)  
 $EI$  = Kekakuan lentur tiang ( $\text{kg/cm}^{-1}$ )  
 $\delta a$  = Besarnya pergeseran tiang normal (cm) = 1 cm  
 $y$  = Besarnya pergeseran yang akan dicari (cm) = 1 cm  
 $E_o$  = Modulus deformasi tanah  
 = 28 N-SPT rata-rata pada kedalaman tiang pancang

$$\begin{aligned}
 k &= 0,2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2} \\
 &= 0,2 \times 28 \times 11,417 \times 0,037 \times 1 \\
 &= 2,390
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= \left( \frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25} \\
 &= \left( \frac{2,390 \times 80}{4 \times 331674,8 \times 2010619,298} \right)^{0,25} \\
 &= 0,0029
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H_a &= \frac{k \times D}{\beta} \delta a \\
 &= \frac{2,390 \times 80}{0,0029} \times 1 \\
 &= 65712,88 \text{ kg} \\
 &= 657,13 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$H \text{ per tiang} < H_a$$

$$516 \text{ kN} < 657 \text{ kN}$$

**OK**

### 5.1.9 Kontrol terhadap Momen

Momen maksimum yang terjadi pada tiang pancang dihitung dengan persamaan:

$$\begin{aligned}
 M_m &= 0,02079 \times \frac{H}{2 \times \beta} \\
 &= 0,02079 \times \frac{51612}{2 \times 0,0029} \\
 &= 1843837,984 \text{ kg.cm} \\
 &= 184,38 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lll}
 M_{\text{crack}} & > & M_{\text{max}} \\
 400 \text{ kN} & > & 184,38 \text{ kN} \qquad \qquad \text{OK}
 \end{array}$$

### 5.1.10 Kontrol Stabilitas Abutment

#### 5.1.10.1 Kontrol Stabilitas Guling

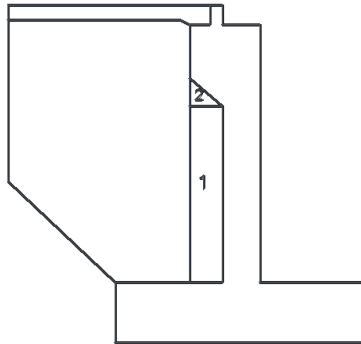
Kontrol guling untuk mengetahui perbandingan besarnya gaya yang menahan abutment dan yang mendorong/menggulingkan abutment.

$$\frac{\sum \text{Momen Penahan}}{\sum \text{Momen Guling}} > 1,1$$

#### 1. Momen penahan guling

Momen penahan merupakan jumlah total dari gaya bekerja untuk menahan abutment agar tidak terjadi guling dan dikalikan dengan faktor ultimit dari gaya.





**Gambar 5.10** Letak titik guling A pada abutment

**Tabel 5.13** Berat timbunan tanah di astas pile cap

Segmen	H (m)	B (m)	L (m)	Vol (m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
1	3,493	0,65	25,2	57,22	1029,88
2	0,557	0,65	25,2	4,56	82,11

**Tabel 5.14** Rekapitulasi momen penahan abutmen

Gaya Penahan	V	Lengan	Faktor	Momen
	kN	m	Ultimit	kN.m
Bangunan atas	2375,688	3,5	1,3	10809,38
Beban abutmen	7855,900	0,75	1,3	7659,50
Beban tanah poer 1	1029,876	0,60	1,25	772,41
Beban tanah poer 2	82,113	0,40	1,25	41,06
<b>Total</b>				19241,29

2. Momen penyebab guling

Momen penyebab guling diambil dari beban tekanan tanah akibat beban rencana kendaraan (tanah timbunan setinggi 0,6 m) dan tekanan tanah aktif akibat timbunan.

**Tabel 5.15** Rekapitulasi momen guling

Gaya Guling	V	Lengan	Faktor	Momen
	kN	m	Ultimit	kN.m
Tek tanah aktif 1	494,424	2,53	1,25	1560,53
Tek tanah aktif 2	2245,509	1,68	1,25	4724,93
<b>Total</b>				6285,45

$$\frac{\sum \text{Momen Penahan}}{\sum \text{Momen Guling}} > 1,1$$

$$\frac{19241,29}{6285,45} > 1,1$$

$$3,0612 > 1,1 \quad \quad \quad \mathbf{OK}$$

### 5.1.10.2 Kontrol Stabilitas Geser

Kontrol geser abutmen dengan cara membandingkan besarnya gaya tahanan lateral ultimit dengan gaya lateral ultimit pada dinding abutmen.

$$\frac{\sum \text{Penahan Lateral}}{\sum \text{Gaya Lateral}} > 1,1$$

- Tahanan lateral ultimit

Berat Sendiri Abutmen (P) = 7855,9 kN

Sudut Geser Tanah ( $\phi$ ) = 30°

Nilai Kohesi Tanah (Cu) = 5 kPa

Nilai Kohesi Tanah Reduksi (Cu') = krc x 5

= 0,7 x 5

= 3,5 kPa

Luas Bidang Kontak Efektif (Aef) = B. Eff x L. Eff

= 25,2 x 5,0

= 126 m<sup>2</sup>

Kondisi tanah di pondasi tiang pancang abutmen merupakan tanah kohesif:

$$\begin{aligned} R_s &= 0,4 \times A \cdot \text{Eff} \times C_u' \\ &= 0,4 \times 126 \times 3,5 \\ &= 176,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kondisi tanah timbunan di belakang abutmen merupakan tanah non kohesif:

$$\begin{aligned} R_s &= P \times \tan \phi \\ &= 7855,90 \times 0,577 \\ &= 4535,61 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma \text{ Penahan Gaya Lateral} &= 176,4 \text{ kN} + 4535,61 \text{ kN} \\ &= 4712,01 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 2. Gaya lateral ultimit

Kedalaman Tiang (H)	= 5,45 m
Berat Jenis Tanah ( $\gamma_t$ )	= 18 kN/m <sup>3</sup>
Sudut Geser Tanah ( $\phi$ )	= 30°
Tan ( $\phi$ )	= 0,557
Sudut Geser Tanah Yang Direduksi ( $\phi'$ )	= $\tan^{-1} (\text{Kr} \cdot \phi \times \phi)$
	= 24,80

Kondisi tanah timbunan di belakang abutmen merupakan tanah non kohesif:

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \\ &= \frac{1 - 0,42}{1 + 0,42} \\ &= \frac{0,58}{1,42} \\ &= 0,41 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_a &= \text{Tekanan lateral tanah non kohesif} \\ &= (0,5 \times \gamma_t \times H^2 \times K_a) \\ &= 109,317 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_a T &= \text{Tekanan tanah akibat lapisan 0,6} \\
 &= \gamma_t \times H \times K_a \\
 &= 4,416 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma \text{Gaya lateral} &= P_a + P_a.T \\
 &= 109,317 + 4,416 \\
 &= 113,7 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kondisi tanah di pondasi tiang pancang abutment merupakan tanah kohesif:

$$\begin{aligned}
 P_T &= (\gamma_t \times H_p) - (2C_u) \\
 &= 468 - 7 \\
 &= 461 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\frac{\Sigma \text{Penahan Lateral}}{\Sigma \text{Gaya Lateral}} > 1,1$$

$$\frac{4712,01}{574,734} > 1,1$$

$$8,199 > 1,1$$

**OK**

## 5.2 Perencanaan Abutment Kanan

Bagian dari struktur bangunan bawah jembatan berfungsi untuk menyalurkan beban – beban diatasnya, baik beban hidup maupun mati. dari bangunan atas ke pondasi jembatan dan menahan tekanan tanah serta beban – beban aksi lingkungan lainnya. Dalam perencanaan Jembatan Embung ini bangunan bawah yang dimaksud adalah Abutment dimana akan direncanakan pula elemen – elemen penyusun dan pelengkap nya.

### 5.2.1 Desain Dimensi Abutment

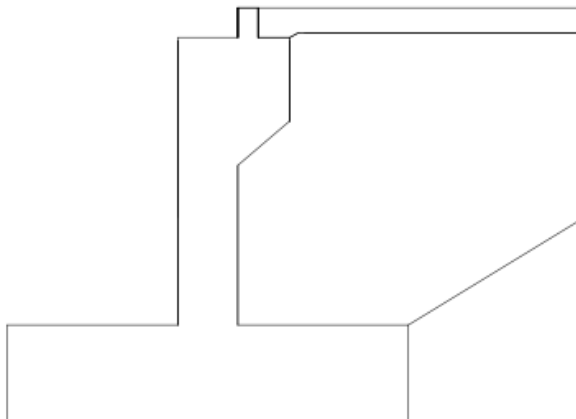
Dalam perencanaan abutment menggunakan acuan dari peraturan BMS BDM 1992 dan BMS BDC 1992. Abutment terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, pile cap (poer), dinding abutment, plat injak dan wing wall. Penulangan abutment direncanakan dari analisis element – elemen abutment jembatan. Analisis pembebanan atas baik beban hidup maupun mati, beban sendiri abutment, beban rem, beban angin, beban tekanan tanah aktif, tekanan tanah dinamis akibat beban gempa serta beban gempa. Berikut ini adalah analisis pembebanan serta elemen - elemen penyusun dan pelengkap abutment.

Berikut data yang diperoleh untuk perencanaan abutmen:

- Elevasi Muka Tanah Asli : -4,00 m
- Elevasi Lantai Kerja Abutment : -5,16 m
- Elevasi lantai Kendaraan : 0,00 m
- Tinggi Abutment Rencana : 5,16 m
- Lebar Abutment : 25,2 m
- Panjang Bentang Jembatan : 7 m

## 5.2.2 Analisis Pembebanan pada Pondasi Abutment

### 1. Beban Mati Bangunan Atas



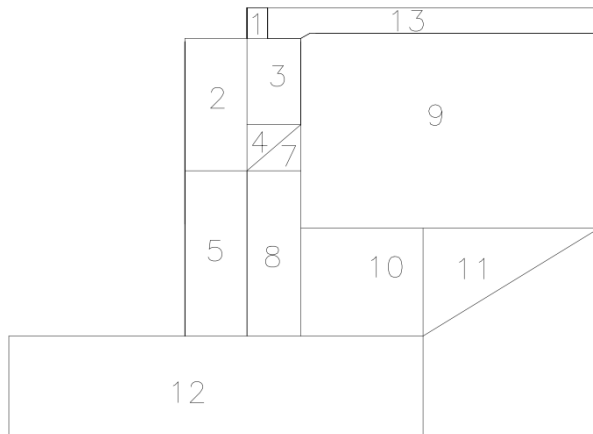
**Gambar 5.11** Pembebanan Abutment akibat beban mati bangunan atas

**Tabel 5.16** Gaya reaksi V abt akibat beban mati 1/2 bang. Atas

No.	Uraian	V <sub>abt</sub> (kN)
1	Slab lantai	1764
2	Lapisan aspal + Overlay	252,252
3	Air hujan	86,436
4	Parapet samping	105
5	Parapet tengah	168
Total		2375,688
Total 1/2 bangunan atas		1187,844

## 2. Beban sendiri abutment

Dalam perhitungan berat sendiri abutment dibagi atas beberapa segmen dengan asumsi dimensi yang sama diterapkan untuk abutmen kiri dan abutmen kanan. Hal ini untuk memudahkan dalam analisis. Analisis berat abutment didapat dari volume per segmen dikalikan dengan berat jenis lalu menghitung statis momen titik tangkap gaya/titik berat abutment terhadap center poer.



**Gambar 5.12** Pembagian Segmen Abutment

**Tabel 5.17** Perhitungan beban sendiri

Segmen	Luasan	Lebar	Volume	Berat	X
	m <sup>2</sup>	m	m <sup>3</sup>	kN	m
	Abutment				
1	0,11	25,2	2,84	70,88	0,5
2	1,17	25,2	29,43	735,68	0,0
3	0,65	25,2	16,38	409,50	0,7
4	0,18	25,2	4,56	114,05	0,592
5	1,49	25,2	37,67	941,69	0
	Wing Wall				
6	1,30	0,3	0,39	9,72	0,357
7	0,18	0,3	0,05	1,36	0,592
8	8,46	0,3	2,54	63,45	2,825
9	1,38	0,3	0,41	10,36	3,208
10	1,918	0,3	0,58	14,38	1,763
Total				2371,06	

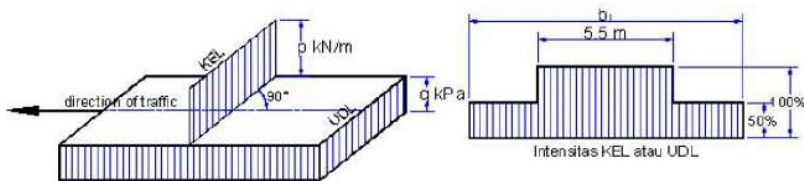
**Tabel 5.18** Perhitungan statis momen abutment

Segmen	Z	W.X	W.Z
	m	kN.m	kN.m
	Abutment		
1	2,375	35,44	168,33
2	1,371	0,00	1008,62
3	1,65	286,65	675,68
4	0,779	67,48	88,80
5	0,404	0,00	380,44
	Wing Wall		
6	0,404	3,47	3,93
7	0,779	0,80	1,06
8	1,225	179,25	77,73
9	0,533	33,24	5,53
10	0,75	25,35	10,79
Total		631,67	2420,89



### 3. Beban hidup lalu lintas

Beban lalu lintas (lajur “D”) untuk rencanabangunan bawah jembatan embung terdiri dari BTR dan BGT dimana akan ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian kendaraan sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Asumsi pembebanan BTR dan BGT



**Gambar 5.13** Asumsi Beban Hidup Lalu-Lintas

- Panjang bentang jembatan ( $L$ ) = 7 m
- Lebar perkerasan jembatan ( $b$ ) = 25,2 m
- Beban KEL ( $P_{KEL}$ ) = 49 kN/m
- Faktor dinamis ( $1+DLA$ ) = 1,3
- Beban UDL ( $q_{UDL}$ ) = 0,558 kN/m<sup>2</sup>

Total beban UDL = 415,43 kN

$((5,5 \times q_{UDL}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{UDL}) \times L$

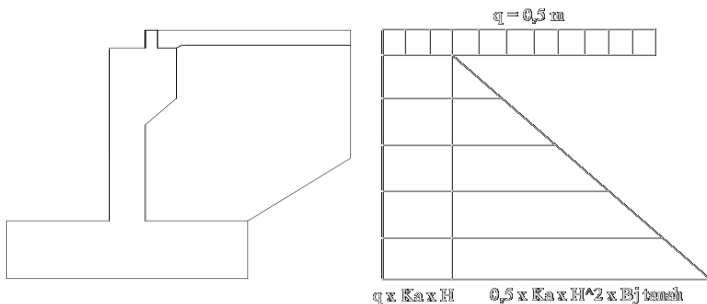
Total beban KEL = 252 kN

$[(5,5 \times (P_{KEL}(1 + DLA)))] + [(b - 5,5 \times (0,5 \times (P_{KEL}(1 + DLA)))]$

Total Beban Hidup Lalu Lintas = 667,43 kN

#### 4. Beban tekanan tanah aktif

Analisis Beban tekanan tanah aktif berdasarkan RSNIT-02-2005 Pasal 5.4.2 dimana tekanan tanah dihitung berdasarkan harga nominal  $W_s$ ,  $C$ , dan  $\gamma_t$ . Pada bagian tanah di belakang dinding abutment adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Beban tekanan tanah akan membebani tembok penahan tanah dari kepala jembatan dengan arah horizontal, sehingga tekanan tanah ini dapat menimbulkan efek guling pada kepala jembatan.



**Gambar 5.14** Beban tekanan tanah aktif pada abutment jembatan

Tinggi timbunan ( $H$ )	= 3,65 m
Berat jenis tanah ( $\gamma_t$ )	= 18 kN/m <sup>2</sup>
Sudut geser tanah ( $\phi$ )	= 30°
Lebar abutmen ( $B_y$ )	= 25,2 m

$$K_a = \tan^2 ( 45^\circ - \phi )$$

$$= 0,33$$

$$Q = 0,6 \times \gamma_t$$

$$= 10,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 P T_{a1} &= q \times K_a \times H \times B_y \\
 &= 10,8 \times 0,33 \times 3,65 \times 25,2 \\
 &= 331,128 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P T_{a2} &= 0,5 \times K_a \times \gamma t \times H^2 \times B_y \\
 &= 0,5 \times 0,33 \times 18 \times 3,65^2 \times 25,2 \\
 &= 1007,181 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

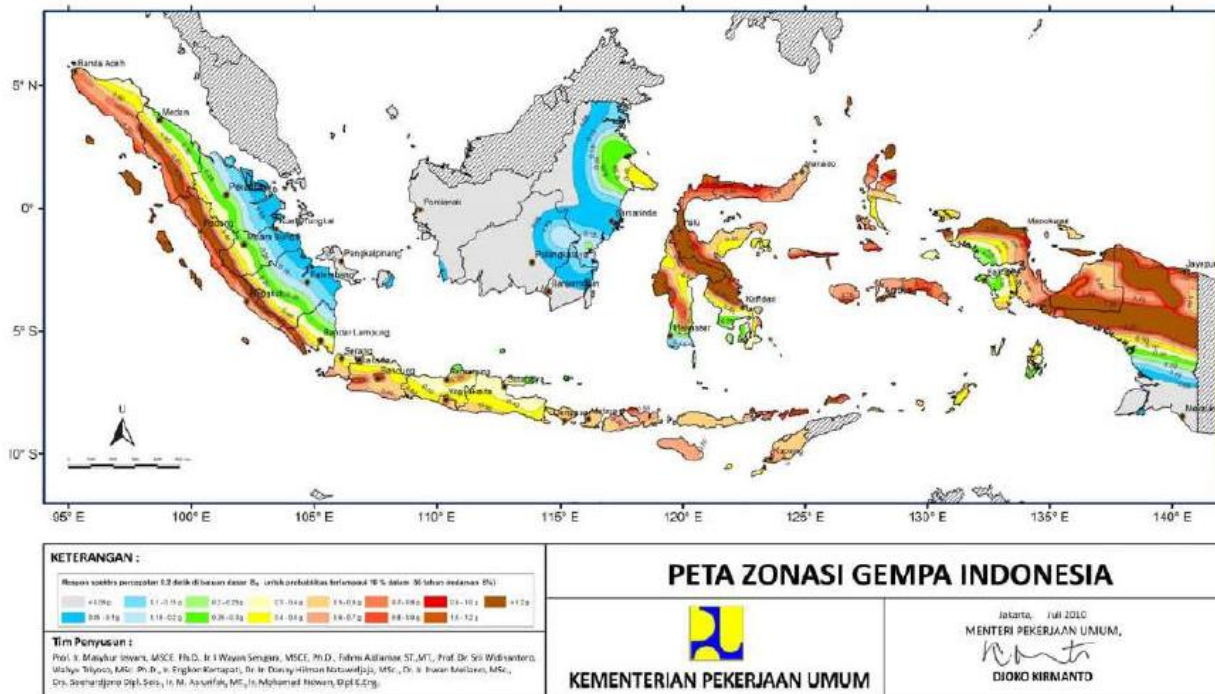
$$\begin{aligned}
 P \text{ tot} &= 331,128 + 1007,181 \\
 &= 1338,31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 5. Beban gempa

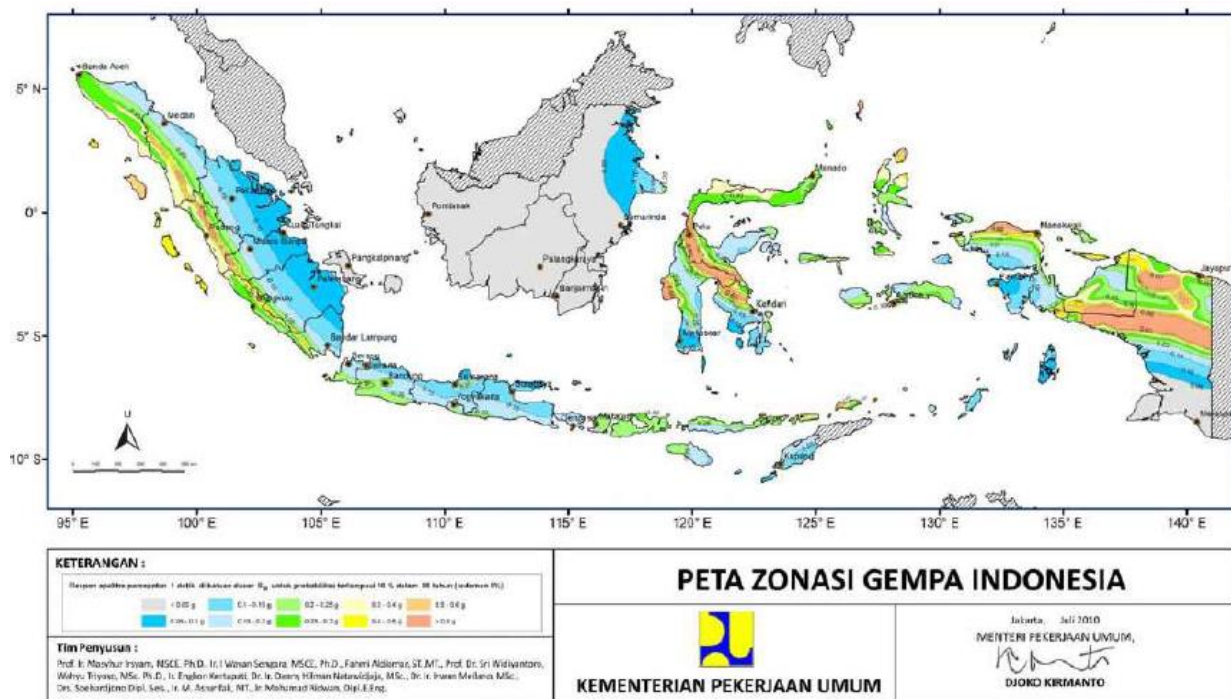
Analisis beban gempa pada jembatan mengacu pada SNI Gempa 2833 – 2013. Beban gempa direncanakan dengan metode beban horisontal statis ekuivalen. Beban gempa bangunan atas yang masuk pada pilar direncanakan 50% dari span kiri dan span kanan.

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \text{ (SNI Gempa 2833-2013 Pasal 5.1)}$$

Nilai  $C_{sm}$  dan  $R$  didapatkan berdasarkan beberapa persamaan yang terdapat beberapa factor sinus gempa (FPGA, S1 dan SS) yang dimana nilainya didapatkan berdasarkan zona gempa di wilayah Indonesia yang ada pada halaman berikutnya.



**Gambar 5.15** Peta percepatan puncak di batuan dasar (PGA) untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun



**Gambar 5.16** Peta respons spektra percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun

Berdasarkan peta gempa diatas didapatkan nilai koefisien untuk kota Gresik sebagai berikut:

PGA (Percepatan puncak batuan dasar) : 0,25  
 Ss (Respons spektral untuk 0,2 detik) : 0,5  
 S1 (Respons spektral untuk 1 detik) : 0,25

• **Menentukan kelas situs**

Berdasarkan data N-SPT yang telah didapatkan maka dapat ditentukan besaran nilai N:

$$N = \frac{\sum t}{\sum (t/n)} = \frac{30}{4,792} = 6,261$$

**Tabel 5.19** Kelas situs (SNI Gempa 2833 - 2013 tabel 2)

Kelas Situs	$\bar{V}_s$ (m/s)	$\bar{N}$	$\bar{S}_u$ (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air ( $w$ ) $\geq 40\%$ , dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa		
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3m$ ) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5m$ dengan $PI > 75$ ) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35m$		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

Dari hasil N dipakai sebagai acuan dalam tabel 5.6 untuk mencari kelas situs. Didapatkan kelas situs untuk pondasi pilar yaitu tanah lunak.

- **Menentukan faktor situs**

**Tabel 5.20** Faktor amplifikasi untuk periode 0 dt & 0,2 dt ( $F_{PGA}/F_a$ )

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Didapat  $F_{PGA}/F_a = 1,7$

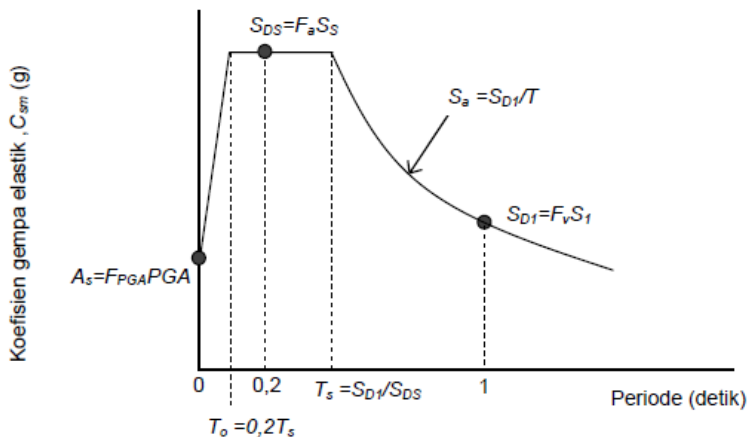
**Tabel 5.21** Faktor amplifikasi untuk periode 1 dt ( $F_v$ )

Kelas situs	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Didapat  $F_v = 3$

- **Menentukan respon spectrum**



**Gambar 5.17** Bentuk tipikal respon spektra di permukaan tanah*Respon spectrum rencana*

$$\begin{aligned}
 A_s &= F_{PGA} \times PGA \\
 &= 1 \times 0,25 \\
 &= 0,25
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{DS} &= F_a \times S_s \\
 &= 1,7 \times 0,5 \\
 &= 0,85
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{D1} &= F_v \times S_1 \\
 &= 3 \times 0,25 \\
 &= 0,75
 \end{aligned}$$

- **Menentukan koefisien respons gempa elastik**

$$T = 0,2$$

$$T_s = \frac{SD1}{SD2} = \frac{0,75}{0,85} = 0,882$$

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times T_s \\
 &= 0,2 \times 0,882 \\
 &= 0,176
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan bila  $T_0 < T < T_s$  maka memenuhi syarat ke 2

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= S_{ds} \\
 &= 0,85
 \end{aligned}$$



- **Menentukan faktor modifikasi respons (R)**

**Tabel 5.22** Faktor modifikasi respon (R) untuk bangunan bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Catatan:

Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

**Tabel 5.23** Faktor modifikasi respon (R) untuk hubungan antar elemen struktur

Hubungan elemen struktur	Semua kategori kepentingan
Bangunan atas dengan kepala jembatan	0,8
Sambungan muai (dilatasi) pada bangunan atas	0,8
Kolom, pilar, atau tiang dengan bangunan atas	1,0
Kolom atau pilar dengan fondasi	1,0

Berdasarkan tabel 5 – zona gempa dengan nilai  $S_{D1} = 0,75$  maka lokasi yang ditinjau termasuk dalam zona gempa 4, dimana nilai R untuk struktur bangunan atas dan bawah ditentukan berdasarkan pasal 5.9.3.2 dengan mengambil nilai R sama dengan 1.

*Data perencanaan beban gempa*

$$C_{sm} = 0,7$$

$$R_{\text{Bang Bawah}} = 1$$

$$R_{\text{bang Atas}} = 1$$

*Beban Gempa akibat Bangunan Atas*

$$W_B \text{ atas} = 2375,69 \text{ kN}$$

Beban gempa akibat bangunan atas

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,7}{1} \times 2375,69 \\ &= 1662,982 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban gempa akibat abutment

$$\begin{aligned} E_Q &= \frac{C_{sm}}{R} \times W_t \\ &= \frac{0,7}{1} \times 2371,06 \\ &= 1659,742 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 6. Beban tekanan tanah akibat gempa

Beban tekanan tanah juga diperhitungkan bila terjadi gempa (tekanan tanah dinamis akibat gempa). Diasumsikan tembok penahan tanah adalah tembok yang fleksibel sesuai ketentuan yang terdapat pada SNI Gempa 2833-2013 Pasal 9.6. Berikut perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa:

Berat jenis tanah ( $\gamma_t$ )	= 18 kN/m <sup>3</sup>
Sudut geser tanah ( $\Phi$ )	= 30°
Rencana sudut tembok ( $\delta$ )	= 20°
Sudut kemiringan timbunan ( $\alpha$ )	= 0°
Sudut kemiringan tepi belakang tembok ( $\beta$ )	= 0°
Koefisien tekanan tanah aktif ( $K_a$ )	= 0,33
Koefisien gempa horizontal ( $K_h$ )	= $A_s \times 0,5$
	= 0,113
Sudut geser tanah nominal ( $\theta$ )	= 6,447°

*Koefisien tanah dinamis*

$$\pi = \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta - \alpha)}{\cos(\delta + \beta + \varphi) \cos(\beta - \alpha)}} \right)^2$$

$$= 2,676$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \alpha)}{\pi \cos \theta \cos 2\theta \cos(\delta + \beta + \varphi)}$$

$$= 1,254$$

*Perhitungan tekanan tanah dinamis akibat gempa*

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma t \times H^2}{2} (1 - Kv) K_{AE} \\
 &= \frac{18 \times 3,65^2}{2} (1 - 0) 1,254 \\
 &= 150,3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= E_{AE} \times B_y \\
 &= 335,1 \times 25,2 \\
 &= 3788,14 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 7. Beban Angin

Gaya angin hanya bekerja pada bangunan relatif terhadap luasan samping dari struktur bangunan atas yang menerima beban angin yang bekerja pada sumbu horizontal. Gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angin rencana. Beban angin yang diperhitungkan berdasarkan RSNIT-02-2005 adalah sebagai berikut:

$$T_{EW} = 0,0006 \times C_w \times V_w^2 \times A_b$$

✓	Kecepatan angin rencana ( $V_w$ )	= 30 m/s ( <i>ultimate</i> )
✓	Lebar jembatan (b)	= 25,2 m
✓	Tinggi samping jembatan	= 1,6 m
✓	Bentang jembatan	= 138 m
✓	Luas bagian samping jembatan ( $A_b$ )	= 40,32 m <sup>2</sup>
✓	Koefisien seret ( $C_w$ )	= 1,3

$$\begin{aligned}
 T_{EW} &= 0,0006 \times 1,3 \times 30^2 \times 3,15 \\
 &= 56,609 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 8. Beban Rem

Pengaruh percepatan dan pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya arah memanjang. Beban rem yang diperhitungkan berdasarkan SNI Beban Jembatan 1725-2016 Pasal 8.7. Gaya rem harus diambil yang terbesar dari:

- 25% dari berat gandar truk desain atau,
- 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR.

$$K_{TB} = 2,0$$

$$\begin{aligned} T_{TB} &= 5\% \times (V_{BTR} + V_{BGT}) \times K_{TB} \\ &= 66,74 \text{ kN} \end{aligned}$$

### 5.2.3 Perhitungan Gaya Aksial Spun Pile

Dari hasil pembebanan di atas, selanjutnya dilakukan analisis momen dan gaya. Perhitungan momen dan gaya tersebut dipusatkan pada center poer. Berikut perhitungan gaya dan momen yang berpusat pada poer, yang dijelaskan pada tabel 5.10 di bawah:

**Tabel 5.24** Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment

No.	URAIAN	V	Hx	Hy	x
		kN	kN	kN	m
<b>I</b>	<b>Beban Tetap</b>				
	Struktur Atas	2375,69			
	Abutment	2371,06			0,27
	Tek. Tanah Aktif 1		331,13		
	Tek. Tanah Aktif 2		1007,18		
<b>II</b>	<b>Peng. Beban Hidup</b>				
	UDL + KEL	667,43			
	Beban Rem		33,37		
	Beban Angin			56,61	
<b>III</b>	<b>Aksi Lain (Gempa)</b>				
	Eq Struktur Atas		1662,98	1662,98	
	Eq Abutment		1659,74	1659,74	
	Eq Tek. Tanah Dinamis		3788,14		

**Lanjutan** Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutment

No.	URAIAN	y	z	Mx	My
		m	M	kN.m	kN.m
<b>I</b>	<b>Beban Tetap</b>				
	Struktur Atas				
	Abutment			631,67	
	Tek. Tanah Aktif 1		1,83	604,31	
	Tek. Tanah Aktif 2		1,22	1225,40	
<b>II</b>	<b>Peng. Beban Hidup</b>				
	UDL + KEL				
	Beban Rem			343,73	
	Beban Angin		4,75		268,89
<b>III</b>	<b>Aksi Lain (Gempa)</b>				
	Eq Struktur Atas		4,75	7899,16	7899,16
	Eq Abutment		1,02	1694,62	1694,62
	Eq Tek. Tanah Dinamis		1,83	6913,36	

- Kombinasi 1 (D + L + Ta)

$$\begin{aligned}
 V_u &= 5414,179 \quad \text{kN} \\
 H_x &= 1338,309 \quad \text{kN} \\
 H_y &= 0,00 \quad \text{kN} \\
 M_x &= 2461,378 \quad \text{kN.m} \\
 M_y &= 0,00 \quad \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi 2 (D + L + Ta + Tb)

$$\begin{aligned}
 V_u &= 5414,179 \quad \text{kN} \\
 H_x &= 1371,681 \quad \text{kN} \\
 H_y &= 0,00 \quad \text{kN} \\
 M_x &= 2805,105 \quad \text{kN.m} \\
 M_y &= 0,00 \quad \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi 3 (D + L + Ta + Tb + Tew)

Vu	= 5414,179	kN
Hx	= 1371,681	kN
Hy	= 56,609	kN
Mx	= 2805,105	kN.m
My	= 268,894	kN.m

- Kombinasi 4 (D + Ex + 30%Ey + Taq)

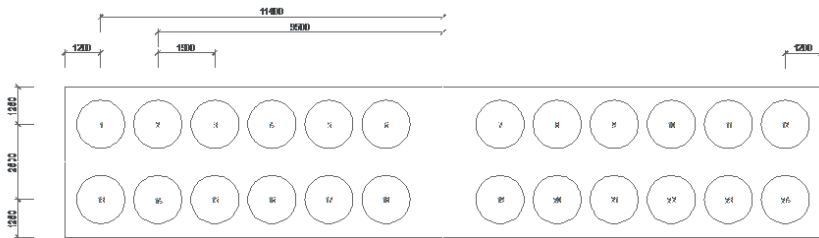
Vu	= 4746,748	kN
Hx	= 7110,865	kN
Hy	= 996,817	kN
Mx	= 17138,810	kN.m
My	= 2878,136	kN.m

- Kombinasi 5 (D + 30%Ex + Ey + Taq)

Vu	= 4746,748	kN
Hx	= 4784,958	kN
Hy	= 3322,724	kN
Mx	= 10423,159	kN.m
My	= 9593,786	kN.m



*Konfigurasi Spun Pile untuk Abt kanan:*



**Gambar 5.18** Konfigurasi Spun Pile Abutment

x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

$$= 1,25 \text{ m}$$

y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

$$= 1,9 \text{ m}$$

N = Jumlah tiang

$$= 24$$

Dari kombinasi dan konfigurasi di atas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus:

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx.x}{\sum x^2} \pm \frac{My.y}{y^2}$$

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (T)

V = Total gaya aksial (T)

N = Jumlah tiang pancang (buah)

Mx = Momen sumbu x (T.m)

My = Momen sumbu y (T.m)

y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

**Tabel 5.25** Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No.	x	y	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>	Komb. 1	Komb. 2	Komb. 3
	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	kN	kN	kN
1	1,25	-11,4	1,56	129,96	221,88	221,36	230,32
2	1,25	-9,5	1,56	90,25	222,49	222,06	231,03
3	1,25	-7,6	1,56	57,76	223,11	222,77	231,73
4	1,25	-5,7	1,56	32,49	223,73	223,47	232,44
5	1,25	-3,8	1,56	14,44	224,35	224,18	233,14
6	1,25	-1,9	1,56	3,61	224,97	224,89	233,85
7	1,25	1,9	1,56	3,61	226,21	226,30	235,26
8	1,25	3,8	1,56	14,44	226,83	227,00	235,97
9	1,25	5,7	1,56	32,49	227,45	227,71	236,67
10	1,25	7,6	1,56	57,76	228,07	228,41	237,38
11	1,25	9,5	1,56	90,25	228,69	229,12	238,08
12	1,25	11,4	1,56	129,96	229,31	229,83	238,79
13	-1,25	-11,4	1,56	129,96	221,88	221,36	212,39
14	-1,25	13,3	1,56	176,89	229,93	230,53	221,57
15	-1,25	15,2	1,56	231,04	230,54	231,24	222,27
16	-1,25	17,1	1,56	292,41	231,16	231,94	222,98
17	-1,25	19	1,56	361	231,78	232,65	223,68
18	-1,25	20,9	1,56	436,81	232,40	233,35	224,39
19	-1,25	24,7	1,56	610,09	233,64	234,77	225,80
20	-1,25	26,6	1,56	707,56	234,26	235,47	226,51
21	-1,25	28,5	1,56	812,25	234,88	236,18	227,21
22	-1,25	30,4	1,56	924,16	235,50	236,88	227,92
23	-1,25	32,3	1,56	1043,29	236,12	237,59	228,62
24	-1,25	34,2	1,56	1169,64	236,74	238,29	229,33
			37,50	7552,12			

**Lanjutan** Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No.	x	y	$x^2$	$y^2$	Komb. 4	Komb. 5
	m	m	$m^2$	$m^2$	kN	kN
1	1,25	-11,4	1,56	129,96	267,85	501,84
2	1,25	-9,5	1,56	90,25	272,16	504,46
3	1,25	-7,6	1,56	57,76	276,47	507,08
4	1,25	-5,7	1,56	32,49	280,78	509,71
5	1,25	-3,8	1,56	14,44	285,10	512,33
6	1,25	-1,9	1,56	3,61	289,41	514,95
7	1,25	1,9	1,56	3,61	298,03	520,20
8	1,25	3,8	1,56	14,44	302,34	522,82
9	1,25	5,7	1,56	32,49	306,65	525,44
10	1,25	7,6	1,56	57,76	310,97	528,06
11	1,25	9,5	1,56	90,25	315,28	530,69
12	1,25	11,4	1,56	129,96	319,59	533,31
13	-1,25	-11,4	1,56	129,96	75,97	-137,75
14	-1,25	13,3	1,56	176,89	132,03	-103,66
15	-1,25	15,2	1,56	231,04	136,34	-101,03
16	-1,25	17,1	1,56	292,41	140,65	-98,41
17	-1,25	19	1,56	361	144,96	-95,79
18	-1,25	20,9	1,56	436,81	149,27	-93,17
19	-1,25	24,7	1,56	610,09	157,90	-87,92
20	-1,25	26,6	1,56	707,56	162,21	-85,30
21	-1,25	28,5	1,56	812,25	166,52	-82,68
22	-1,25	30,4	1,56	924,16	170,83	-80,05
23	-1,25	32,3	1,56	1043,29	175,15	-77,43
24	-1,25	34,2	1,56	1169,64	179,46	-74,81
			37,50	7552,12		

Dari perhitungan gaya aksial yang terjadi akibat kombinasi beban pada 1 spun pile didapatkan gaya aksial terbesar yang diterima adalah 533,31 kN, selanjutnya gaya aksial yang harus terjadi harus lebih kecil dari daya dukung tanah.

### 5.2.4 Perhitungan Daya Dukung Tanah

Dari tabel 5.23 dapat diketahui nilai maksimum ( $P_{max}$ ) gaya aksial tiang pancang akibat beban tetap (Kombinasi 1,2,3) adalah 238,79kN, sedangkan nilai maksimum ( $P_{max}$ ) gaya aksial tiang pancang akibat beban sementara (Kombinasi 4 dan 5) adalah 533,31 kN. Dari hasil kemampuan tiang pancang didapat hasil reaksi berupa gaya aksial tekan saja maka akan dikontrol dengan daya dukung akibat tekan.

Perhitungan daya dukung tanah berdasarkan spun pile dan berdasarkan data penyelidikan tanah SPT pada titik bor abutment kiri dan abutment kanan. Daya dukung tanah dihitung berdasarkan rumus *meyerhoff* dan *nakazawayang* akan ditunjukkan hasilnya dalam tabel 5.24 dan tabel 5.25

$R_u$	$= q_d \cdot A_p + U \cdot \sum l_i \cdot f_i$
$R_a$	$= \frac{1}{n} (R_u - W_s) + W_s - w$
$q_d \cdot A_p$	= Daya dukung ujung tanah/ <i>End bearing</i> (T)
$U \cdot \sum l_i \cdot f_i$	= Daya dukung lekatan tanah/ <i>side friction</i> (T)
$q_d$	= Daya dukung terpusat tiang bor (T)
$A_p$	= Luas penampang tiang ( $m^2$ )
$A_{st}$	= Panjang keliling tiang
$l_i$	= Tebal lapisan tanah yang ditinjau (m)
$f_i$	= Gaya geser pada selimut tiang cor
$n$	= Tanah basir $N/2 \leq 12$ (T)
$n$	= Tanah kohesif $N/2$ atau $C/2 \leq 12$ (T)
$W_s$	= Berat efektif tanah yang dipindahkan oleh tiang (T)
$W$	= Berat efektif tiang dan tanah di dalam tiang (T)

*Data Perencanaan Tiang bor/spun pile:*

$D_{\text{bored pile}}$	= 60 cm
	= 0,6 m
$A_p$	= 0,28 m <sup>2</sup>
$A_{st}$	= 1,88 m
SF	= 2, untuk beban gempa
SF	= 3, untuk beban tetap

**Tabel 5.26** Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø 0,6 m – Abutment kanan

Depth (m)	Jenis Tanah	N SPT	qc ton/m <sup>2</sup>	$A_p$ m <sup>2</sup>	$A_{st}$ m	li m	$f_i$ ton/m <sup>2</sup>	li x $f_i$ ton/m
0		0	0	0,28	1,88	2	0	0
-2		1	20	0,28	1,88	2	0,50	1
-4		3	60	0,28	1,88	2	1,50	3
-6		5	100	0,28	1,88	2	2,50	5
-8		7	140	0,28	1,88	2	3,50	7
-10		9	180	0,28	1,88	2	4,50	9
-12		16	320	0,28	1,88	2	8,00	16
-14		18	360	0,28	1,88	2	9,00	18
-16		25	1000	0,28	1,88	2	12,00	24
-18		25	1000	0,28	1,88	2	12,00	24
-20		25,5	1020	0,28	1,88	2	12,00	24
-22		26	1040	0,28	1,88	2	12,00	24
-24		28	1120	0,28	1,88	2	12,00	24
-26		33	1320	0,28	1,88	2	12,00	24
-28		34	1360	0,28	1,88	2	12,00	24
-30		39	1560	0,28	1,88	2	12,00	24

**Lanjutan** Perhitungan daya dukung ijin tanah untuk pondasi berdasarkan meyerhoff Ø 0,6 m – Abutment kanan

Depth (m)	$\sum f_i \times l_i$ ton.m	Qu kN	P = Qu/SF	
			SF = 2	SF = 3
0	0	0,00	0,00	0,00
-2	1	7,54	3,77	2,51
-4	4	24,49	12,25	8,16
-6	9	45,22	22,61	15,07
-8	16	69,71	34,85	23,24
-10	25	97,97	48,98	32,66
-12	41	167,68	83,84	55,89
-14	59	212,89	106,45	70,96
-16	83	438,19	219,49	146,32
-18	107	484,19	242,09	161,40
-20	131	535,06	267,53	178,35
-22	155	585,92	292,96	195,31
-24	179	653,75	326,87	217,92
-26	203	755,48	377,74	251,67
-28	227	812,00	406,00	270,67
-30	251	913,74	456,78	304,58

### 5.2.5 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang

Untuk menghitung daya dukung tiang kelompok direncanakan konfigurasi dan koefisien. Efisiensi tiang kelompok dihitung dengan rumus Converse – Labbare:

$$\eta = 1 - \arctan \left( \frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n}$$

$\eta$  = Koefisien efisiensi kelompok tiang pancang

D = Diameter tiang pancang

k = Jarak antar tiang tegak lurus sumbu x

m = Jumlah tiang dalam satu kolom (buah)

n = Jumlah tiang dalam satu baris (buah)

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \arctan \left( \frac{D}{k} \right) \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \\ &= 1 - \arctan \left( \frac{0,6}{1,25} \right) \times \frac{(12-1)2 + (2-1)12}{90 \cdot 2 \cdot 12} \\ &= 0,610 \end{aligned}$$

### 5.2.6 Kontrol Kekuatan Tiang Pancang

Setelah mendapat P yang terjadi maka dilakukan analisis kontrol kekuatan tiang pancang terhadap gaya dan momen yang bekerja serta kontrol geser pons untuk mengetahui kemampuan beton menahan geser. Dari Wika Pile Classification direncanakan tiang pancang beton prategang:

- Diameter tiang pancang (D)	= 0,6	m
- Tebal (d)	= 0,1	m
- Kelas	= A1	
- Mutu Beton ( $f_c'$ )	= 49,8	MPa
- Allowable axial load	= 252,7	Ton
- Bending momen crack	= 17	Ton.m

- Bending momen ultimate  $= 25,5$  Ton.m
- Modulus elastisitas beton  $= 33167,48$  MPa
- Momen inersia TP  $= \frac{1}{64} \times \pi \times (D^4 - d^4)$   
 $= 636172$  cm<sup>4</sup>

### 5.2.7 Kontrol Terhadap Gaya Aksial Vertikal

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan tanah tempat tiang pancang ditanam. Hasil daya dukung yang terendah adalah yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

- Berdasarkan kekuatan bahan

Kekuatan tekan (maksimal) terhadap gaya aksial vertikal untuk tiang pancang Ø0,6 m adalah 2527 kN, sedangkan beban vertikal maksimal yang diterima tiang adalah sebesar 533,3 kN.

- Berdasarkan daya dukung tanah

Berdasarkan analisa perhitungan daya dukung tanah (data SPT) dari perumusan mayerhoff didapatkan besarnya daya dukung ijin tanah terhadap pondasi tiang pancang prestressed concrete spun pile Ø0,6 m dengan kedalaman 26 m diperoleh  $Q_{ijin}$  seperti yang ditabelkan berikut ini:

**Tabel 5.27** Resume Pijin tiang pancang Ø0,6 m kedalaman 26 m

Data tanah	$P_{ijin}$ beban sementara kN	$P_{ijin}$ beban tetap kN
Abutment Kiri	2039,43	1359,62



### 5.2.8 Kontrol terhadap Beban Horizontal

Gaya-gaya horisontal ( $H_x$ ) diperoleh dari gaya searah dengan arah sumbu x, diantaranya: tekanan tanah dinamis akibat gempa + beban rem + beban 100% akibat gempa (struktur atas + Abutment).

$$\begin{aligned} H_x &= 33,372 + 1662,982 + 1659,742 + 3788,141 \\ &= 7144,236 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya-gaya horisontal ( $H_y$ ) diperoleh dari beban searah sumbu y, diantaranya: tekanan tanah dinamis akibat gempa + beban rem + beban 100% akibat gempa (struktur atas + Abutment).

$$\begin{aligned} H_y &= 498,89 + 497,92 + 56,61 \\ &= 1053,426 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H &= (H_x^2 + H_y^2)^{0,5} \\ &= 7221,483 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H \text{ per tiang} &= \frac{H}{\text{Jml. Tiang}} \\ &= \frac{7221,483}{24} \\ &= 300,90 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kemampuan tiang menahan gaya horisontal bila diijinkan adanya pergeseran posisi ujung tiang sebesar d.

$$H_a = \frac{k \times D}{\beta} \delta a$$

$$\beta = \left( \frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$

$$k = 0,2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2}$$

Dimana,

Ha = Daya dukung horisontal yang diijinkan (kg)  
 K = Koefisien reaksi lapisan tanah di bawah permukaan (kg)  
 D = Diameter tiang (cm)  
 EI = Kekakuan lentur tiang ( $\text{kg/cm}^2$ )  
 $\delta a$  = Besarnya pergeseran tiang normal (cm) = 1 cm  
 y = Besarnya pergeseran yang akan dicari (cm) = 1 cm  
 Eo = Modulus deformasi tanah  
 = 28 N-SPT rata-rata pada kedalaman tiang pancang

$$k = 0,2 E_o D^{-3/4} y^{-1/2}$$

$$= 0,2 \times 28 \times 9,817 \times 0,046 \times 1$$

$$= 2,550$$

$$\beta = \left( \frac{k \times D}{4 \times E \times I} \right)^{0,25}$$

$$= \left( \frac{2,550 \times 60}{4 \times 331674,8 \times 636172} \right)^{0,25}$$

$$= 0,0037$$

$$H_a = \frac{k \times D}{\beta} \delta a$$

$$= \frac{2,550 \times 60}{0,0037} \times 1$$

$$= 41696,95 \text{ kg}$$

$$= 416,97 \text{ kN}$$

H per tiang	<	Ha	
300,90 kN	<	405,812 kN	<b>OK</b>

### 5.2.9 Kontrol terhadap Momen

Momen maksimum yang terjadi pada tiang pancang dihitung dengan persamaan:

$$\begin{aligned}
 M_m &= 0,02079 \times \frac{H}{2 \times \beta} \\
 &= 0,02079 \times \frac{30090}{2 \times 0,0037} \\
 &= 852420,78 \text{ kg.cm} \\
 &= 85,24 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lll}
 M_{\text{crack}} & > & M_{\text{max}} \\
 170 \text{ kN} & > & 85,24 \text{ kN} \qquad \qquad \text{OK}
 \end{array}$$

### 5.2.10 Kontrol Stabilitas Abutment

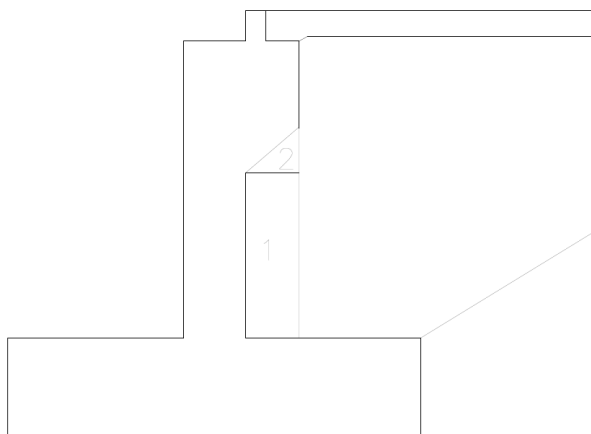
#### 5.2.10.1 Kontrol Stabilitas Guling

Kontrol guling untuk mengetahui perbandingan besarnya gaya yang menahan abutment dan yang mendorong/menggulingkan abutment.

$$\frac{\sum \text{Momen Penahan}}{\sum \text{Momen Guling}} > 1,1$$

1. Momen penahan guling

Momen penahan merupakan jumlah total dari gaya bekerja untuk menahan abutment agar tidak terjadi guling dan dikalikan dengan faktor ultimit dari gaya.



**Gambar 5.19** Letak titik guling A pada abutment

**Tabel 5.28** Berat timbunan tanah di astas pile cap

Segmen	H (m)	B (m)	L (m)	Vol (m <sup>3</sup> )	Berat (kN)
1	1,993	0,65	25,2	587,62	209,78
2	0,557	0,65	25,2	82,11	48,58

**Tabel 5.29** Rekapitulasi momen penahan abutmen

Gaya Penahan	V	Lengan	Faktor	Momen
	kN	m	Ultimit	kN.m
Bangunan atas	2375,688	3,5	1,3	10809,38
Beban abutmen	7855,900	0,75	1,3	7659,50
Beban tanah poer 1	587,616	0,36	1,25	262,22
Beban tanah poer 2	82,113	0,59	1,25	60,73
<b>Total</b>				18731,11

2. Momen penyebab guling

Momen penyebab guling diambil dari beban tekanan tanah akibat beban rencana kendaraan (tanah timbunan setinggi 0,6 m) dan tekanan tanah aktif akibat timbunan.

**Tabel 5.30** Rekapitulasi momen guling

Gaya Guling	V	Lengan	Faktor	Momen
	kN	m	Ultimit	kN.m
Tek tanah aktif 1	331,128	1,78	1,25	734,69
Tek tanah aktif 2	1007,181	1,18	1,25	1489,79
<b>Total</b>				2224,48

$$\frac{\sum \text{Momen Penahan}}{\sum \text{Momen Guling}} > 1,1$$

$$\frac{18731,11}{2224,48} > 1,1$$

$$8,42 > 1,1 \quad \quad \quad \mathbf{OK}$$

### 5.2.10.2 Kontrol Stabilitas Geser

Kontrol geser abutmen dengan cara membandingkan besarnya gaya tahanan lateral ultimit dengan gaya lateral ultimit pada dinding abutmen.

$$\frac{\sum \text{Penahan Lateral}}{\sum \text{Gaya Lateral}} > 1,1$$

1. Tahanan lateral ultimit

$$\text{Berat Sendiri Abutmen (P)} = 7855,9 \quad \text{kN}$$

$$\text{Sudut Geser Tanah } (\phi) = 30^\circ$$

$$\text{Nilai Kohesi Tanah (Cu)} = 5 \quad \text{kPa}$$

$$\text{Nilai Kohesi Tanah Reduksi (Cu')} = krc \times 5$$

$$= 0,7 \times 5$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas Bidang Kontak Efektif (Aef)} &= 3,5 \text{ kPa} \\
 &= B \cdot \text{Eff} \times L \cdot \text{Eff} \\
 &= 25,2 \times 5,0 \\
 &= 126 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Kondisi tanah di pondasi tiang pancang abutmen merupakan tanah kohesif:

$$\begin{aligned}
 R_s &= 0,4 \times A \cdot \text{Eff} \times C_u' \\
 &= 0,4 \times 126 \times 3,5 \\
 &= 176,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kondisi tanah timbunan di belakang abutmen merupakan tanah non kohesif:

$$\begin{aligned}
 R_s &= P \times \tan \phi \\
 &= 7855,90 \times 0,577 \\
 &= 4535,61 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma \text{ Penahan Gaya Lateral} &= 176,4 \text{ kN} + 4535,61 \text{ kN} \\
 &= 4712,01 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 2. Gaya lateral ultimit

$$\begin{aligned}
 \text{Kedalaman Tiang (H)} &= 3,65 \text{ m} \\
 \text{Berat Jenis Tanah } (\gamma_t) &= 18 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Sudut Geser Tanah } (\phi) &= 30^\circ \\
 \text{Tan } (\phi) &= 0,557 \\
 \text{Sudut Geser Tanah Yang Direduksi } (\phi') &= \tan^{-1} (K_r \cdot \phi \times \phi) \\
 &= 24,80
 \end{aligned}$$

Kondisi tanah timbunan di belakang abutmen merupakan tanah non kohesif:

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \\
 &= \frac{1 - 0,42}{1 + 0,42} \\
 &= \frac{0,58}{1,42} \\
 &= 0,41
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa &= \text{Tekanan lateral tanah non kohesif} \\
 &= (0,5 \times \gamma_t \times H^2 \times K_a) \\
 &= 49,032 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Pa \ T &= \text{Tekanan tanah akibat lapisan 0,6} \\
 &= \gamma_t \times H \times K_a \\
 &= 4,416 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma \text{Gaya lateral} &= Pa + Pa.T \\
 &= 49,032 + 4,416 \\
 &= 53,45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kondisi tanah di pondasi tiang pancang abutment merupakan tanah kohesif:

$$\begin{aligned}
 PT &= (\gamma_t \times H_p) - (2C_u) \\
 &= 468 - 7 \\
 &= 461 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\frac{\Sigma \text{Penahan Lateral}}{\Sigma \text{Gaya Lateral}} > 1,1$$

$$\frac{4712,01}{514,449} > 1,1$$

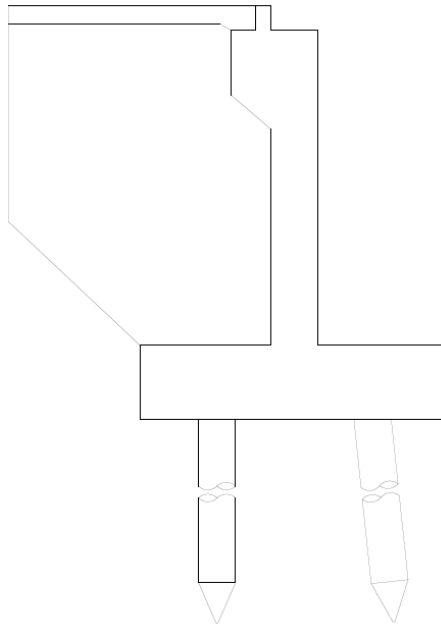
$$9,159 > 1,1$$

**OK**

### 5.3 Perhitungan Poer Abt Kiri (Pile Cap Abt Kiri)

Perhitungan analisis pile cap berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung dari beban  $P$  yang terjadi pada tiang pancang, berikut di bawah ini analisis perencanaan pile cap.

#### 5.3.1 Analisis gaya dan momen pada poer



**Gambar 5.20** Beban pada Poer Abutmen



**Tabel 5.31** Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutmen

No	URAIAN	V	Hx	Hy	x
		kN	kN	kN	m
<b>I</b>	<b>Beban Tetap</b>				
	Struktur atas	2375,69			
	Abutment	3122,04			0,235
	Tek. Tanah aktif 1		494,42		
	Tek. Tanah aktif 2		2245,51		
<b>II</b>	<b>Peng. Beban Hidup</b>				
	UDL + KEL	667,43			
	Beban rem		33,37		
	Beban angin			56,61	
<b>III</b>	<b>Aksi lain (Gempa)</b>				
	Eq Struktur atas		1662,98	1662,98	
	Eq Abutment		2185,43	2185,43	
	Eq Tek tanah dinamis		8445,66		

**Lanjutan** Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer

No	URAIAN	y	z	Mx	My
		m	M	kN.m	kN.m
<b>I</b>	<b>Beban Tetap</b>				
	Struktur atas				
	Abutment			733,12	
	Tek. Tanah aktif 1		2,73	1347,31	
	Tek. Tanah aktif 2		1,82	4079,34	
<b>II</b>	<b>Peng. Beban Hidup</b>				
	UDL + KEL				
	Beban rem			1677,87	
	Beban angin		6,25		402,99
<b>III</b>	<b>Aksi lain (Gempa)</b>				
	Eq Struktur atas		6,25	10393,64	10393,64
	Eq Abutment		1,27	2772,40	2772,40
	Eq Tek tanah dinamis		2,72	23014,41	

- Kombinasi 1 ( $1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25Ta$ )

$$\begin{aligned}
 V_u &= 8481,91 & \text{kN} \\
 H_x &= 3458,29 & \text{kN} \\
 H_y &= 67,93 & \text{kN} \\
 M_x &= 11092,11 & \text{kN.m} \\
 M_y &= 483,58 & \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi 2 ( $1,3D + 30\%Ex + Ey$ )

$$\begin{aligned}
 V_u &= 7147,05 & \text{kN} \\
 H_x &= 9600,18 & \text{kN} \\
 H_y &= 3848,41 & \text{kN} \\
 M_x &= 27917,3 & \text{kN.m} \\
 M_y &= 13166,03 & \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi 3 (D + L + Ta + Tb + Tew)

$$V_u = 7147,05 \quad \text{kN}$$

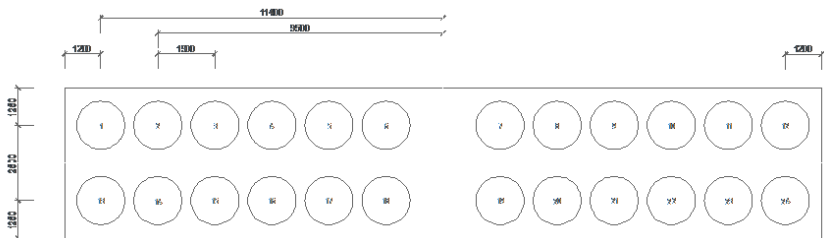
$$H_x = 12294,07 \quad \text{kN}$$

$$H_y = 1154,52 \quad \text{kN}$$

$$M_x = 53296,3 \quad \text{kN.m}$$

$$M_y = 3949,81 \quad \text{kN.m}$$

*Konfigurasi Spun Pile untuk Abt kiri:*



**Gambar 5.21** Konfigurasi Spun Pile Abutmen

x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

$$= 1,25 \text{ m}$$

y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

$$= 1,9 \text{ m}$$

N = Jumlah tiang

$$= 24$$

Dari kombinasi dan konfigurasi di atas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus:

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx.x}{\sum x^2} \pm \frac{My.y}{y^2}$$

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (T)

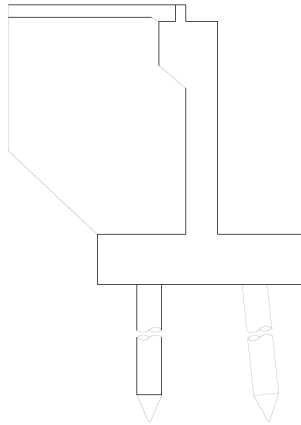
V = Total gaya aksial (T)

- N = Jumlah tiang pancang (buah)  
 M<sub>x</sub> = Momen sumbu x (T.m)  
 M<sub>y</sub> = Momen sumbu y (T.m)  
 y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)  
 x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

**Tabel 5.32** Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No.	x	y	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>	Komb. 1	Komb. 2	Komb. 3
	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	kN	kN	kN
1	1,25	-11,4	1,56	129,96	352,79	694,52	349,00
2	1,25	-9,5	1,56	90,25	355,58	701,54	362,41
3	1,25	-7,6	1,56	57,76	358,37	708,57	375,82
4	1,25	-5,7	1,56	32,49	361,16	715,59	389,23
5	1,25	-3,8	1,56	14,44	363,95	722,61	402,64
6	1,25	-1,9	1,56	3,61	366,74	729,64	416,05
7	1,25	1,9	1,56	3,61	372,32	743,69	442,86
8	1,25	3,8	1,56	14,44	375,11	750,71	456,27
9	1,25	5,7	1,56	32,49	377,90	757,73	469,68
10	1,25	7,6	1,56	57,76	380,69	764,76	483,09
11	1,25	9,5	1,56	90,25	383,49	771,78	496,50
12	1,25	11,4	1,56	129,96	386,28	778,80	509,91
13	-1,25	-11,4	1,56	129,96	320,55	-183,22	85,68
14	-1,25	13,3	1,56	176,89	356,83	-91,91	259,99
15	-1,25	15,2	1,56	231,04	359,62	-84,89	273,40
16	-1,25	17,1	1,56	292,41	362,41	-77,86	286,81
17	-1,25	19	1,56	361	365,20	-70,84	300,22
18	-1,25	20,9	1,56	436,81	367,99	-63,81	313,63
19	-1,25	24,7	1,56	610,09	373,57	-49,77	340,44
20	-1,25	26,6	1,56	707,56	376,36	-42,74	353,85
21	-1,25	28,5	1,56	812,25	379,15	-35,72	367,26
22	-1,25	30,4	1,56	924,16	381,94	-28,70	380,67
23	-1,25	32,3	1,56	1043,29	384,73	-21,67	394,08
24	-1,25	34,2	1,56	1169,64	387,52	-14,65	407,49
			37,50	7552,12			

### 5.3.2 Perhitungan Gaya dan Momen pada Poer



**Gambar 5.22** Analisis Gaya dan Momen Poer

**Tabel 5.33** Perhitungan reaksi spun pile

Spun Pile	P Kom 1 kN	P Kom 2 kN	P Kom 3 kN
$\sum P1$	4434,39	8839,94	5153,45
$\sum P2$	4415,88	-765,78	3763,53

**Tabel 5.34** Perhitungan momen Poer

Spun Pile	Lengan	Momen		
		Kom 1	Kom 2	Kom 3
$\sum P1$	1,25	5542,99	11049,92	6441,81
$\sum P2$	1,25	5519,85	-957,22	4704,41

Sehingga, untuk perencanaan penulangan poer dipakai hasil reaksi dari kombinasi 2 ( $1,3D + 30\%E_x + E_y + PaG$ ). Sehingga momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan sebesar:

$$Mu = 11049,92 \quad \text{kN.m}$$

$$Mu/m = 438,489 \quad \text{kN.m/m}$$

### 5.3.3 Perhitungan penulangan Poer

- *Penulangan Lentur*

$f_c'$	=	30	MPa
$f_y$	=	400	MPa
$h$	=	1200	mm
$b$	=	1000	mm
$d'$	=	100	mm
$d$	=	1068	mm
$\phi$	=	0,8	

- *Tulangan Utama*

$$M_u = 438,489 \text{ kN.m/m'}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{438,489}{0,8} = 548,111 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{548,111 \times 1000000}{1000 \times 1118^2} = 0,48 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400}$$

$$= 0,0325$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,0325$$

$$= 0,0244$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} x \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} x \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 15,69 x 0,44}{400}} \right) \\
 &= 0,0012
 \end{aligned}$$

Cek nilai  $\rho$

$$\begin{array}{ccccc}
 \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\
 0,0035 & < & 0,0012 & < & 0,0244
 \end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 1000 \times 1068 \\
 &= 3738 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-32

$$\begin{aligned}
 \text{As pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{803,84 \times 1000}{3738} \\
 &= 215,05 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama **D32-200**, ( $\text{As} = 4019,2 \text{ mm}^2$ )

- *Tulangan Bagi*

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan.  
Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} As' &= 20\% \times As \\ &= 20\% \times 3738 \\ &= 747,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-16

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \times 1000}{747,6} \\ &= 268,81 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi **D16-250**, ( $As = 803,84 \text{ mm}^2$ )

- *Tulangan Tekan*

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} As \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 1068 \\ &= 3738 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-32

$$\begin{aligned} As \text{ pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2 \\ &= 803,84 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{803,84 \times 1000}{3738} \\ &= 215,05 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan tekan **D32-200**, ( $As = 4019,3 \text{ mm}^2$ )



- **Cek kekuatan geser pons**

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \quad b = \text{kel. spun pile} + h$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{30} 3084 1118$$

$$= 3147499 \quad \text{N}$$

$$V_u = \frac{P_{maks}}{\phi}$$

$$= \frac{709,75}{0,8}$$

$$= 887,1866 \quad \text{kN} \quad \quad \quad \mathbf{OK}$$

- **Penulangan geser**

$$f_c' = 30 \quad \text{MPa}$$

$$f_y = 400 \quad \text{MPa}$$

$$h = 1200 \quad \text{mm}$$

$$b = 1000 \quad \text{mm}$$

$$d' = 100 \quad \text{mm}$$

$$d = 1118 \quad \text{mm}$$

$$\phi = 0,75$$

$$V_u = 35205,82 \quad \text{N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{30} 1000 1068$$

$$= 3006734 \quad \text{N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{B \cdot D}{3}$$

$$= 356000 \quad \text{N}$$

Cek kondisi geser

1.  $V_u < 0,5 \times \phi \times V_c$   
 $35205,8178 < 365604,81$  **OK**
2.  $0,5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$   
 $365604,81 > 35205,8178 < 731209,614$  **NOT OK**
3.  $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \text{ min})$   
 $731209,614 > 35205,8178 < 998209,614$  **NOT OK**
4.  $\phi (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} bw)$   
 $998209,614 > 35205,8178 < 2193629$  **NOT OK**
5.  $\phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} bw d) < V_u < \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c'} bw d)$   
 $2193629 > 35205,8178 < 3656048,1$  **NOT OK**

Didapatkan dari perhitungan di atas masuk pada kondisi 1 maka direncanakan tulangan geser Ø16-500.

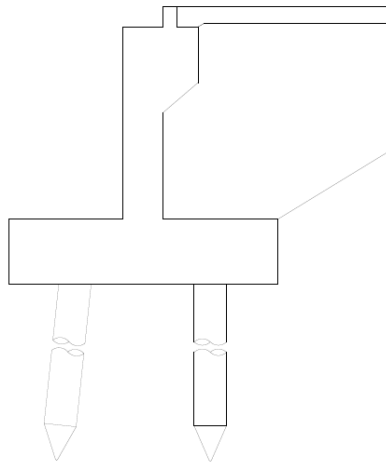
$$\begin{aligned}
 A_v &= 4 \times A_s \\
 &= 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2 \\
 &= 803,84 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_{s \text{ min}}} \\
 &= \frac{803,84 \times 400 \times 1118}{356000} \\
 &= 964,608 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang **tulangan geser Ø16-500**

### 5.4 Perhitungan Poer Abt Kanan (Pile Cap Abt Kanan)

Perhitungan analisis pile cap berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Beban yang dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang pancang, berikut di bawah ini analisis perencanaan pile cap.

#### 5.4.1 Analisis gaya dan momen pada poer



**Gambar 5.23** Beban pada Poer Abutmen

**Tabel 5.35** Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer Abutmen

No	URAIAN	V	Hx	Hy	x
		kN	kN	kN	m
<b>I</b>	<b>Beban Tetap</b>				
	Struktur atas	2375,69			
	Abutment	2371,06			0,266
	Tek. Tanah aktif 1		331,13		
	Tek. Tanah aktif 2		1007,18		
<b>II</b>	<b>Peng. Beban Hidup</b>				
	UDL + KEL	667,43			
	Beban rem		33,37		
	Beban angin			56,61	
<b>III</b>	<b>Aksi lain (Gempa)</b>				
	Eq Struktur atas		1662,98	1662,98	
	Eq Abutment		1659,74	1659,74	
	Eq Tek tanah dinamis		3788,14		

**Lanjutan** Perhitungan Gaya dan Momen pada Center Poer

No	URAIAN	y	z	Mx	My
		m	M	kN.m	kN.m
<b>I</b>	<b>Beban Tetap</b>				
	Struktur atas				
	Abutment			631,67	
	Tek. Tanah aktif 1		1,83	604,31	
	Tek. Tanah aktif 2		1,22	1225,40	
<b>II</b>	<b>Peng. Beban Hidup</b>				
	UDL + KEL				
	Beban rem			1677,87	
	Beban angin		4,75		402,99
<b>III</b>	<b>Aksi lain (Gempa)</b>				
	Eq Struktur atas		4,75	7899,16	7899,16
	Eq Abutment		1,02	1694,62	1694,62
	Eq Tek tanah dinamis		1,83	6913,36	

- Kombinasi 1 ( $1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25Ta$ )

$$\begin{aligned}
 V_u &= 7505,63 & \text{kN} \\
 H_x &= 1706,26 & \text{kN} \\
 H_y &= 67,93 & \text{kN} \\
 M_x &= 6464,04 & \text{kN.m} \\
 M_y &= 483,58 & \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi 2 ( $1,3D + 30\%Ex + Ey$ )

$$\begin{aligned}
 V_u &= 6170,77 & \text{kN} \\
 H_x &= 4784,96 & \text{kN} \\
 H_y &= 3322,72 & \text{kN} \\
 M_x &= 10612,7 & \text{kN.m} \\
 M_y &= 9593,79 & \text{kN.m}
 \end{aligned}$$

- Kombinasi 3 (D + L + Ta + Tb + Tew)

$$V_u = 6170,77 \quad \text{kN}$$

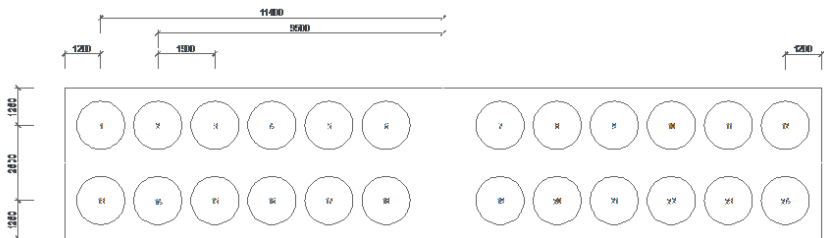
$$H_x = 7110,86 \quad \text{kN}$$

$$H_y = 996,82 \quad \text{kN}$$

$$M_x = 28979,1 \quad \text{kN.m}$$

$$M_y = 2878,14 \quad \text{kN.m}$$

*Konfigurasi Spun Pile untuk Abt kiri:*



**Gambar 5.25** Konfigurasi Spun Pile Abutmen

x = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)

$$= 1,25 \text{ m}$$

y = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

$$= 1,9 \text{ m}$$

N = Jumlah tiang

$$= 24$$

Dari kombinasi dan konfigurasi di atas, maka daya dukung per tiang dapat dihitung dengan rumus:

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{Mx.x}{\sum x^2} \pm \frac{My.y}{y^2}$$

P = Gaya aksial yang terjadi pada 1 tiang (T)

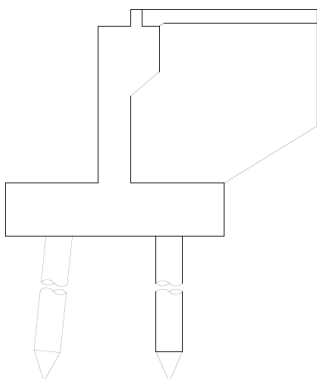
V = Total gaya aksial (T)

- N = Jumlah tiang pancang (buah)  
 M<sub>x</sub> = Momen sumbu x (T.m)  
 M<sub>y</sub> = Momen sumbu y (T.m)  
 y = Jarak tiang terhadap sumbu x (m)  
 x = Jarak tiang terhadap sumbu y (m)

**Tabel 5.36** Perhitungan kemampuan gaya aksial per tiang

No.	x	y	x <sup>2</sup>	y <sup>2</sup>	Komb. 1	Komb. 2	Komb. 3
	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	kN	kN	kN
1	1,25	-11,4	1,56	129,96	319,10	560,89	309,31
2	1,25	-9,5	1,56	90,25	320,72	563,56	316,60
3	1,25	-7,6	1,56	57,76	322,35	566,23	323,89
4	1,25	-5,7	1,56	32,49	323,98	568,90	331,18
5	1,25	-3,8	1,56	14,44	325,60	571,57	338,47
6	1,25	-1,9	1,56	3,61	327,23	574,24	345,76
7	1,25	1,9	1,56	3,61	330,48	579,58	360,34
8	1,25	3,8	1,56	14,44	332,11	582,25	367,63
9	1,25	5,7	1,56	32,49	333,73	584,92	374,93
10	1,25	7,6	1,56	57,76	335,36	587,59	382,22
11	1,25	9,5	1,56	90,25	336,99	590,26	389,51
12	1,25	11,4	1,56	129,96	338,61	592,92	396,80
13	-1,25	-11,4	1,56	129,96	286,86	-78,70	117,43
14	-1,25	13,3	1,56	176,89	308,00	-43,99	212,21
15	-1,25	15,2	1,56	231,04	309,63	-41,32	219,50
16	-1,25	17,1	1,56	292,41	311,25	-38,65	226,79
17	-1,25	19	1,56	361	312,88	-35,98	234,08
18	-1,25	20,9	1,56	436,81	314,50	-33,31	241,38
19	-1,25	24,7	1,56	610,09	317,76	-27,97	255,96
20	-1,25	26,6	1,56	707,56	319,38	-25,30	263,25
21	-1,25	28,5	1,56	812,25	321,01	-22,63	270,54
22	-1,25	30,4	1,56	924,16	322,64	-19,96	277,83
23	-1,25	32,3	1,56	1043,29	324,26	-17,29	285,12
24	-1,25	34,2	1,56	1169,64	325,89	-14,62	292,41
			37,50	7552,12			

### 5.4.2 Perhitungan Gaya dan Momen pada Poer



**Gambar 5.25** Analisis Gaya dan Momen Poer

**Tabel 5.37** Perhitungan reaksi spun pile

Spun Pile	P Kom 1 kN	P Kom 2 kN	P Kom 3 kN
$\sum P1$	3946,25	6922,90	4236,64
$\sum P2$	3774,05	-399,69	2896,50

**Tabel 5.38** Perhitungan momen Poer

Spun Pile	Lengan	Momen		
		Kom 1	Kom 2	Kom 3
$\sum P1$	1,25	4932,81	8653,63	5295,80
$\sum P2$	1,25	4717,56	-499,61	3620,63

Sehingga, untuk perencanaan penulangan poer dipakai hasil reaksi dari kombinasi 2 ( $1,3D + 30\%Ex + Ey + PaG$ ). Sehingga momen yang dipakai untuk perhitungan penulangan sebesar:

$$Mu = 8653,63 \quad \text{kN.m}$$

$$Mu/m = 343,398 \quad \text{kN.m/m'}$$



### 5.4.3 Perhitungan penulangan Poer

- *Penulangan Lentur*

$f_c'$	=	30	MPa
$f_y$	=	400	MPa
$h$	=	1200	mm
$b$	=	1000	mm
$d'$	=	50	mm
$d$	=	1073	mm
$\phi$	=	0,8	

- *Tulangan Utama*

$$M_u = 343,398 \text{ kN.m/m'}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{343,398}{0,8} = 429,247 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{429,247 \times 1000000}{1000 \times 1073^2} = 0,37 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c' \times \frac{600}{600 + f_y}}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400}$$

$$= 0,0325$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,0325$$

$$= 0,0244$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} x \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,69} x \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 15,69 x 0,37}{400}} \right) \\
 &= 0,0009
 \end{aligned}$$

Cek nilai  $\rho$

$$\begin{array}{ccccc}
 \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\
 0,0035 & < & 0,0009 & < & 0,0244
 \end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 1000 \times 1073 \\
 &= 3743,25 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-29

$$\begin{aligned}
 \text{As pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \\
 &= 660,185 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{660,185 \times 1000}{3743,25} \\
 &= 176,37 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama **D29-175**, ( $\text{As} = 3772,486 \text{ mm}^2$ )

- *Tulangan Bagi*

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan.  
Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} As' &= 20\% \times As \\ &= 20\% \times 3743,25 \\ &= 748,65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-16

$$\begin{aligned} As &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 200,96 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{200,96 \times 1000}{748,65} \\ &= 268,43 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi **D16-250**, ( $As = 803,84 \text{ mm}^2$ )

- *Tulangan Tekan*

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} As \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 1070 \\ &= 3743 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-29

$$\begin{aligned} As \text{ pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \\ &= 660,185 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{As \text{ pasang} \times b}{As \text{ perlu}} \\ &= \frac{660,185 \times 1000}{3743} \\ &= 176,37 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan tekan **D29-175**, ( $As = 372,486 \text{ mm}^2$ )

- **Cek kekuatan geser pons**

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \quad b = \text{kel. spun pile} + h$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{30} 3084 1070$$

$$= 3010957 \quad \text{N}$$

$$V_u = \frac{P_{maks}}{\phi}$$

$$= \frac{533,31}{0,8}$$

$$= 666,63 \quad \text{kN}$$

**OK**

- **Penulangan geser**

$$f_c' = 30 \quad \text{MPa}$$

$$f_y = 400 \quad \text{MPa}$$

$$h = 1200 \quad \text{mm}$$

$$b = 1000 \quad \text{mm}$$

$$d' = 100 \quad \text{mm}$$

$$d = 1070 \quad \text{mm}$$

$$\phi = 0,75$$

$$V_u = 26453,76 \quad \text{N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d$$

$$= \frac{1}{6} \sqrt{30} 1000 1070$$

$$= 976315,46 \quad \text{N}$$

$$V_{s \text{ min}} = \frac{B \cdot D}{3}$$

$$= 356500 \quad \text{N}$$

Cek kondisi geser

$$1. V_u < 0,5 \times \phi \times V_c$$

$$26453,76 < 366118,297 \quad \text{OK}$$

$$2. 0,5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$$

$$366118,297 > 26453,76 < 732236,594 \quad \text{NOT OK}$$

$$3. \phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$$

$$732236,594 > 26453,76 < 999611,594 \quad \text{NOT OK}$$

$$4. \phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b w)$$

$$999611,594 > 26453,76 < 2196710 \quad \text{NOT OK}$$

$$5. \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b w d) < V_u < \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b w d)$$

$$2196710 > 26453,76 < 3661183 \quad \text{NOT OK}$$

Didapatkan dari perhitungan di atas masuk pada kondisi 1 maka direncanakan tulangan geser Ø16-500.

$$A_v = 4 \times A_s$$

$$= 4 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2$$

$$= 803,84 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_{s \min}}$$

$$= \frac{803,84 \times 400 \times 1070}{356500}$$

$$= 964,608 \text{ mm}$$

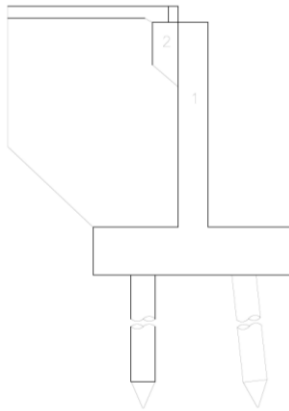
Maka dipasang **tulangan geser Ø16-500**

## 5.5 Perhitungan Dinding Abutmen Kiri

Perhitungan analisis dinding abutmen berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Berikut dibawah ini analisis perencanaan dinding abutmen:

### 5.5.1 Analisis Pembebanan Dinding Abutmen

Analisis pembebanan dinding abutmen ditunjukkan pada Gambar 5.16 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban korbrel, beban hidup lalu lintas, beban  $\frac{1}{2}$  struktur atas, beban tekanan tanah aktif, beban tekanan tanah dinamis, beban rem dan beban gempa.



**Gambar 5.26** Analisa pembebanan pada dinding abutmen

#### 1. Berat sendiri

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 5,05 \times 0,75 \times 25 \\ &= 94,69 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

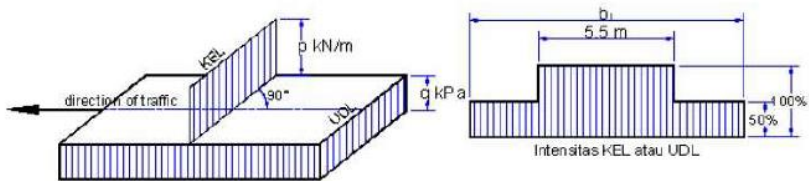
#### 2. Berat korbrel

$$\begin{aligned} q &= (H1+H2)/2 \times L \times Wc \\ &= 1,28 \times 0,65 \times 25 \\ &= 20,78 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### 3. Berat Long Stop

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 0,45 \times 0,25 \times 25 \\ &= 2,81 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### 4. Beban hidup lalu lintas



**Gambar 5.27** Asumsi Beban Hidup Lalu-Lintas

Panjang bentang span kanan jembatan (L)	: 7	m
Lebar perkerasan jembatan (b)	: 25,2	m
Beban BGT ( $P_{BGT}$ )	: 4,9	T/m
Faktor beban dinamis (1+DLA)	: 1,3	
Beban BTR ( $q_{BTR}$ )	: 0,558	T/m <sup>2</sup>

$$V_{BTR} = ((5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L$$

$$= 59,96 \text{ Ton}$$

$$V_{BGT} = (5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)))$$

$$= 97,78 \text{ Ton}$$

$$q_{BTR} = \frac{V_{BTR}}{B} = 23,79 \text{ kN/m}$$

$$q_{BGT} = \frac{V_{BGT}}{B} = 38,80 \text{ kN/m}$$

**5. Beban  $\frac{1}{2}$  struktur atas**

$$q_{Abt} = \frac{V_{ABT}}{B} = 50,65 \text{ kN/m}$$

**6. Beban tekanan tanah aktif**

$$\begin{aligned} \text{Tinggi timbunan (H)} &= 5,45 \text{ m} \\ \text{Berat jenis tanah } (\gamma_t) &= 18 \text{ kN/m} \\ \text{Sudut geser tanah } (\phi) &= 30^\circ \\ \text{Koef tanah aktif (Ka)} &= 0,33 \text{ m} \\ q &= 0,6 \times 18 = 10,8 \text{ kN/m}^2 \\ P_{Ta1} &= 10,8 \times 0,33 \times 5,45 \\ &= 19,42 \text{ kN/m} \\ P_{Ta2} &= 0,5 \times 0,33 \times 18 \times 5,45^2 \\ &= 88,22 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

**7. Tekanan tanah dinamis**

$$\begin{aligned} \text{Tinggi timbunan (H)} &= 5,45 \text{ m} \\ \text{Berat jenis tanah } (\gamma_t) &= 18 \text{ kN/m} \\ \text{Sudut geser tanah } (\phi) &= 30^\circ \\ \text{Koefisien tekanan tanah aktif (Ka)} &= 0,33 \\ \text{Koefisien gempa horisontal (Kh)} &= 0,113 \\ \text{Sudut geser tanah nominal } (\theta) &= 6,447^\circ \\ \text{Koef Tek. Tanah Dinamis (KAE)} &= 1,254 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{AE} &= \frac{\gamma_t \times H^2}{2} (1 - kv) K_{AE} \\ &= \frac{18 \times 5,45^2}{2} (1 - 0) 1,254 \\ &= 335,15 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



**8. Beban gempa**

Csm	= 0,7	
R Bang Bawah	= 1	
R bang Atas	= 1	
W Set B atas	= 1276,48	kN
Berat Long Stop	= 70,88	kN
Beban sendiri Breast Wall	= 2386,13	kN
Berat Korbel	= 523,55	kN

Beban Gempa Akibat Bang. Atas

$$Eq = \frac{Csm}{R} Wt = \frac{0,7}{1} 1276,48 = 893,53 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} = \frac{893,53}{25,2} = 35,46 \text{ kN/m}$$

Beban Gempa Breast Wall

$$Eq = \frac{Csm}{R} Wt = \frac{0,7}{1} 2386,13 = 1670,29 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} = \frac{1670,29}{25,2} = 66,28 \text{ kN/m}$$

Beban Gempa Korbel

$$Eq = \frac{Csm}{R} Wt = \frac{0,7}{1} 523,55 = 366,48 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} = \frac{366,48}{25,2} = 14,54 \text{ kN/m}$$

Beban Gempa Long Stop

$$Eq = \frac{Csm}{R} Wt = \frac{0,7}{1} 70,88 = 49,61 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} = \frac{49,61}{25,2} = 1,97 \text{ kN/m}$$

**9. Beban rem**

$$TB = 310 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} q &= TB/B \\ &= 310/25,2 \\ &= 12,3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### 5.5.2 Perhitungan Gaya dan Momen pada Dinding Abutment

- Kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25 Ta)

**Tabel 5.39** Kombinasi 1 Dinding Abutmen

No	Aksi/beban	Fak. beban	Vu kN.m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kNm/m
1	Berat sendiri	1,30	123,09		0	0
2	Berat korbel	1,30	27,01		0,7	18,91
3	Berat Long Stop	1,30	3,66		0,5	1,83
4	Ta 1	1,25		24,28	0,225	5,46
5	Ta2	1,25		110,27	1,68	185,62
6	UDL + KEL	2,00	125,19		2,3	287,93
7	Beban rem	2,00		24,60	6,25	153,77
Total			278,95	159,15		653,52

- Kombinasi 2 (1,3D + 1EQ +1Taq)

**Tabel 5.40** Kombinasi 2 Dinding Abutmen

No	Aksi/beban	Fak. beban	Vu kN.m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kNm/m
1	Berat sendiri	1,30	123,09		0	0
2	Gempa Bang Atas	1		35,458	6,25	221,61
3	Gempa Breast Wall	1		66,281	5,05	334,61
4	Gempa Korbel	1		14,54	6,33	92,035
5	Gempa Long Stop	1		1,97	6,70	13,191
6	Tek Tanah Dinamis	1		335,15	2,725	913,27
Total			123,09	453,40		1574,85

Untuk penulangan dinding abutmen dipakai hasil reaksi dari Kombinasi 2 (1,3D + 1EQ + 1Taq). Momen yang harus dipakai untuk perencanaan penulangan dinding abutmen sebesar: 1574,83 kN.m/m'.

### 5.5.3 Perhitungan penulangan dinding abutmen

#### - *Penulangan Lentur*

$f_c'$	=	30	MPa
$f_y$	=	390	MPa
$h$	=	2525	mm
$b$	=	1000	mm
$d'$	=	70	mm
$d$	=	2412	mm
$\phi$	=	0,8	

#### *Tulangan Utama*

$$M_u = 1574,83 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1574,83}{0,8} = 1968,53 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{1968,53 \times 1000000}{1000 \times 2432^2} = 0,34 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,034 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,0025 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} x \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,29} x \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 15,29 x 0,34}{390}} \right) \\
 &= 0,0009
 \end{aligned}$$

Cek nilai  $\rho$

$$\begin{array}{ccccc}
 \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\
 0,0036 & < & 0,0009 & < & 0,025
 \end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0036 \times 1000 \times 2412 \\
 &= 8658,46 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-36

$$\begin{aligned}
 \text{As pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 36^2 \\
 &= 1017,88 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{1017,88 \times 1000}{8658,46} \\
 &= 117,56 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama **D36-100**, ( $\text{As} = 10178,76 \text{ mm}^2$ )

*Tulangan Bagi*

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan.

Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 8658,46 \\ &= 4329,23 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-25

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \\ &= 490,87 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{490,87 \times 1000}{4329,23} \\ &= 113,39 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi **D25-100**, ( $A_s = 4908,74 \text{ mm}^2$ )

*Tulangan Tekan*

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 2412 \\ &= 8658,46 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-36

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 36^2 \\ &= 1017,88 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{1017,88 \times 1000}{8658,46} \\ &= 117,56 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama **D36-100**, ( $A_s = 10178,76 \text{ mm}^2$ )

- *Penulangan geser*

$f_c'$	=	30	MPa
$f_y$	=	390	MPa
$h$	=	2525	mm
$b$	=	1000	mm
$d'$	=	70	mm
$d$	=	2412	mm
$\phi$	=	0,8	

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \\
 &= \frac{1}{6} \sqrt{30} 1000 2412 \\
 &= 2201845 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{s \text{ min}} &= \frac{B \cdot D}{3} \\
 &= \frac{1000 \cdot 2412}{3} \\
 &= 804000 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

- $V_u < 0,5 \times \phi \times V_c$   
 $278946,09 < 880737,87 \quad \text{OK}$
- $0,5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$   
 $880737,87 > 278946,09 < 1761475,74 \quad \text{NOT OK}$
- $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \text{ min}})$   
 $1761475,74 > 278946,09 < 150292,34 \quad \text{NOT OK}$

$$4. \quad \phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} b w d)$$

$$150292,34 > 278946,09 < 5284427,2 \quad \text{NOT OK}$$

$$5. \quad \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} b w d) < V_u < \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c'} b w d)$$

$$5284427,2 > 278946,09 < 8807378,725 \quad \text{NOT OK}$$

Didapatkan dari perhitungan di atas masuk pada kondisi 1 maka direncanakan tulangan geser **Ø12-500**.

$$A_v = 8 \times A_s$$

$$= 8 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi^2$$

$$= 904,78 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times D}{V_{s \min}}$$

$$= \frac{904,78 \times 390 \times 2432}{804000}$$

$$= 1058,59 \text{ mm}$$

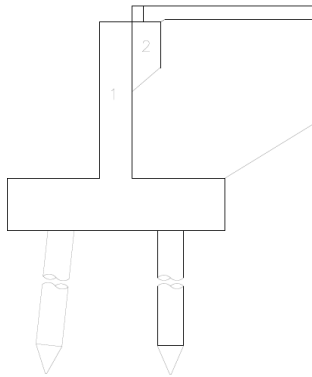


## 5.6 Perhitungan Dinding Abutmen Kanan

Perhitungan analisis dinding abutmen berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Berikut dibawah ini analisis perencanaan dinding abutmen:

### 5.6.1 Analisis Pembebanan Dinding Abutmen

Analisis pembebanan dinding abutmen ditunjukkan pada Gambar 5.16 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban korbél, beban hidup lalu lintas, beban  $\frac{1}{2}$  struktur atas, beban tekanan tanah aktif, beban tekanan tanah dinamis, beban rem dan beban gempa.



**Gambar 5.28** Analisa pembebanan pada dinding abutmen

#### 1. Berat sendiri

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 3,55 \times 0,75 \times 25 \\ &= 66,56 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

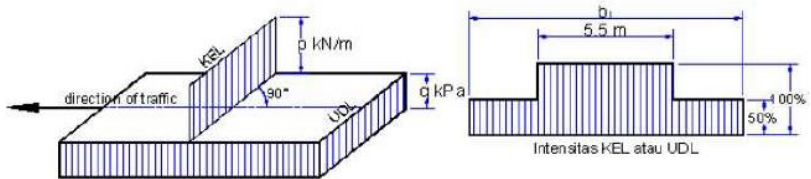
#### 2. Berat korbél

$$\begin{aligned} q &= (H1+H2)/2 \times L \times Wc \\ &= 1,28 \times 0,65 \times 25 \\ &= 20,78 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### 3. Berat Long Stop

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times Wc \\ &= 0,45 \times 0,25 \times 25 \\ &= 2,81 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### 4. Beban hidup lalu lintas



**Gambar 5.29** Asumsi Beban Hidup Lalu-Lintas

Panjang bentang span kanan jembatan (L)	: 7	m
Lebar perkerasan jembatan (b)	: 25,2	m
Beban BGT ( $P_{BGT}$ )	: 4,9	T/m
Faktor beban dinamis (1+DLA)	: 1,3	
Beban BTR ( $q_{BTR}$ )	: 0,558	T/m <sup>2</sup>

$$V_{BTR} = ((5,5 \times q_{BTR}) + ((b - 5,5) \times 0,5 \times q_{BTR}) \times L$$

$$= 59,96 \text{ Ton}$$

$$V_{BGT} = (5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)) + (b - 5,5 \times (P_{BGT} \times (1 + DLA)))$$

$$= 97,78 \text{ Ton}$$

$$q_{BTR} = \frac{V_{BTR}}{B} = 23,79 \text{ kN/m}$$

$$q_{BGT} = \frac{V_{BGT}}{B} = 38,80 \text{ kN/m}$$

#### 5. Beban $\frac{1}{2}$ struktur atas

$$q_{Abt} = \frac{V_{ABT}}{B} = 50,65 \text{ kN/m}$$

## 6. Beban tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi timbunan (H)} &= 3,6 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis tanah } (\gamma_t) &= 18 \text{ kN/m} \\
 \text{Sudut geser tanah } (\phi) &= 30^\circ \\
 \text{Koef tanah aktif (Ka)} &= 0,33 \text{ m} \\
 q &= 0,6 \times 18 = 10,8 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{Ta1} &= 10,8 \times 0,33 \times 3,6 \\
 &= 12,83 \text{ kN/m} \\
 P_{Ta2} &= 0,5 \times 0,33 \times 18 \times 3,6^2 \\
 &= 38,49 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

## 7. Tekanan tanah dinamis

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi timbunan (H)} &= 3,6 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis tanah } (\gamma_t) &= 18 \text{ kN/m} \\
 \text{Sudut geser tanah } (\phi) &= 30^\circ \\
 \text{Koefisien tekanan tanah aktif (Ka)} &= 0,33 \\
 \text{Koefisien gempa horisontal (Kh)} &= 0,113 \\
 \text{Sudut geser tanah nominal } (\theta) &= 6,447^\circ \\
 \text{Koef Tek. Tanah Dinamis (KAE)} &= 1,254
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_{AE} &= \frac{\gamma_t \times H^2}{2} (1 - kv) K_{AE} \\
 &= \frac{18 \times 5,45^2}{2} (1 - 0) 1,254 \\
 &= 335,15 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

8. **Beban gempa**

Csm	= 0,7	
R Bang Bawah	= 1	
R bang Atas	= 1	
W Set B atas	= 1276,48	kN
Berat Long Stop	= 70,88	kN
Beban sendiri Breast Wall	= 1677,38	kN
Berat Korbel	= 523,55	kN

Beban Gempa Akibat Bang. Atas

$$Eq = \frac{Csm}{R} Wt = \frac{0,7}{1} 1276,48 = 893,53 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} = \frac{893,53}{25,2} = 35,46 \text{ kN/m}$$

Beban Gempa Breast Wall

$$Eq = \frac{Csm}{R} Wt = \frac{0,7}{1} 1677,38 = 1174,16 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} = \frac{1174,16}{25,2} = 46,59 \text{ kN/m}$$

Beban Gempa Korbel

$$Eq = \frac{Csm}{R} Wt = \frac{0,7}{1} 523,55 = 366,48 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} = \frac{366,48}{25,2} = 14,54 \text{ kN/m}$$

Beban Gempa Long Stop

$$Eq = \frac{Csm}{R} Wt = \frac{0,7}{1} 70,88 = 49,61 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} = \frac{49,61}{25,2} = 1,97 \text{ kN/m}$$

**9. Beban rem**

$$TB = 310 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} q &= TB/B \\ &= 310/25,2 \\ &= 12,3 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### 5.6.2 Perhitungan Gaya dan Momen pada Dinding Abutment

- Kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25 Ta)

**Tabel 5.41** Kombinasi 1 Dinding Abutmen

No	Aksi/beban	Fak. beban	Vu kN.m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kNm/m
1	Berat sendiri	1,30	86,53		0	0
2	Berat korbel	1,30	27,01		0,7	18,91
3	Berat Long Stop	1,30	3,66		0,5	1,83
4	Ta 1	1,25		16,04	1,825	29,27
5	Ta2	1,25		48,11	1,22	58,54
6	UDL + KEL	2,00	125,19		2,15	269,15
7	Beban rem	2,00		24,60	4,75	116,87
Total			242,38	88,76		494,56

- Kombinasi 2 (1,3D + 1EQ +1Taq)

**Tabel 5.42** Kombinasi 2 Dinding Abutmen

No	Aksi/beban	Fak. beban	Vu kN.m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kNm/m
1	Berat sendiri	1,30	86,53		0	0
2	Gempa Bang Atas	1		35,458	4,75	168,42
3	Gempa Breast Wall	1		46,594	3,55	165,41
4	Gempa Korbel	1		14,54	4,83	70,22
5	Gempa Long Stop	1		1,97	6,70	13,19
6	Tek Tanah Dinamis	1		335,15	1,8	603,26
Total			123,09	433,71		1020,50

Untuk penulangan dinding abutmen dipakai hasil reaksi dari Kombinasi 2 (1,3D + 1EQ + 1Taq). Momen yang harus dipakai untuk perencanaan penulangan dinding abutmen sebesar: 1020,50 kN.m/m'.

### 5.6.3 Perhitungan penulangan dinding abutmen

#### - *Penulangan Lentur*

$f_c'$	=	30	MPa
$f_y$	=	390	MPa
$h$	=	1775	mm
$b$	=	1000	mm
$d'$	=	70	mm
$d$	=	1668,5	mm
$\phi$	=	0,8	

#### *Tulangan Utama*

$$M_u = 1020,50 \text{ kN.m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{1020,50}{0,8} = 1275,63 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{1275,63 \times 1000000}{1000 \times 1668,5^2} = 0,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,034 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,0025 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} x \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,29} x \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 15,29 x 0,46}{390}} \right) \\
 &= 0,0012
 \end{aligned}$$

Cek nilai  $\rho$

$$\begin{array}{ccccc}
 \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\
 0,0036 & < & 0,0012 & < & 0,025
 \end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0036 \times 1000 \times 1668,5 \\
 &= 5989,49 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-29

$$\begin{aligned}
 \text{As pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \\
 &= 660,52 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{660,52 \times 1000}{5989,49} \\
 &= 110,28 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama **D29-100**, ( $\text{As} = 6605,20 \text{ mm}^2$ )



### *Tulangan Bagi*

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan.  
Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 5989,49 \\ &= 2994,74 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-22

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\ &= 380,13 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{380,13 \times 1000}{2994,74} \\ &= 126,93 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi **D22-125**, ( $A_s = 3041,06 \text{ mm}^2$ )

### *Tulangan Tekan*

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 1668,5 \\ &= 5989,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-29

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \\ &= 650,52 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{650,52 \times 1000}{5989,49} \\ &= 110,28 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama **D29-100**, ( $A_s = 6605,20 \text{ mm}^2$ )

- *Penulangan geser*

$f_c'$	=	30	MPa
$f_y$	=	390	MPa
$h$	=	1775	mm
$b$	=	1000	mm
$d'$	=	70	mm
$d$	=	1668,5	mm
$\phi$	=	0,8	

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \\
 &= \frac{1}{6} \sqrt{30} \cdot 1000 \cdot 1668,5 \\
 &= 1523125 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ min} &= \frac{B \cdot D}{3} \\
 &= \frac{1000 \cdot 1668,5}{3} \\
 &= 556166,67 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

- $V_u < 0,5 \times \phi \times V_c$   
 $242383,59 < 609250,06 \quad \text{OK}$
- $0,5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$   
 $609250,06 > 242383,59 < 1218500,12 \quad \text{NOT OK}$
- $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \text{ min})$   
 $1218500,12 > 242383,59 < 1039645,91 \quad \text{NOT OK}$

$$4. \phi (V_c + V_s \min) < V_u < \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d)$$

$$1039645,91 > 242383,59 < 3655500,35 \text{ NOT OK}$$

$$5. \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f_c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f_c'} b_w d)$$

$$3655500,35 > 242383,59 < 6092500,581 \text{ NOT OK}$$

Didapatkan dari perhitungan di atas masuk pada kondisi 1 maka direncanakan **tulangan geser Ø12-500**.

$$A_v = 6 \times A_s$$

$$= 6 \times \frac{1}{4} \times \pi \times \emptyset^2$$

$$= 678,58 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times D}{V_s \min}$$

$$= \frac{678,58 \times 390 \times 2432}{556166,67}$$

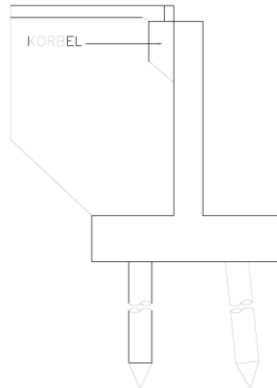
$$= 793,94 \text{ mm}$$

## 5.7 Perhitungan Korbel

Perhitungan analisis korbel berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Berikut di bawah ini analisis perencanaan korbel:

### 5.7.1 Analisis Pembebanan Korbel

Analisis pembebanan korbel ditunjukkan pada Gambar 5.34 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban plat injak, beban aspal, beban genangan air dan beban UDL.



**Gambar 5.30** Analisa pembebanan pada Korbel

#### 1. Berat sendiri

$$\begin{aligned} q &= (H1+H2)/2 \times L \times Wc \\ &= 1,28 \times 0,65 \times 25 \\ &= 20,78 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### 2. Berat Plat Injak

$$\begin{aligned} q1 &= H \times L \times Wc \\ &= 0,4 \times 0,58 \times 25 \\ &= 5,79 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q2 &= H \times L \times Wc \\ &= 0,3 \times 3,42 \times 25 \\ &= 25,66 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= q1 + q2 \\ &= 31,45 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

**3. Berat aspal**

$$\begin{aligned}
 q &= t_a \times L \times W_a \\
 &= 0,07 \times 4 \times 22 \\
 &= 6,16 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

**4. Berat genangan air**

$$\begin{aligned}
 q &= t_h \times L \times W_w \\
 &= 0,05 \times 4 \times 0,98 \\
 &= 0,20 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

**5. Berat UDL**

$$\begin{aligned}
 q &= q_{UDL} \times L \\
 &= 0,558 \times 4 \\
 &= 2 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

**5.7.2 Perhitungan Gaya dan Momen Korbel****Tabel 5.43** Rekapitulasi pembebanan pada korbel

No	Aksi/beban	Fak. Beban	Vu kN.m	Lengan m	Mx kNm/m
1	Berat sendiri	1,30	27,01	0,65	17,56
2	Berat plat injak	1,30	40,88	2,13	86,78
3	Beban aspal	2,00	12,32	2,13	26,18
4	Beban air hujan	2,00	0,39	2,13	0,83
5	Beban UDL	2,00	4,46	2,13	9,49
Total			85,07		140,93

Sehingga momen yang digunakan untuk perhitungan penulangan korbel adalah 140,93kN.m

### 5.7.3 Perhitungan penulangan Korbel

- *Penulangan Lentur*

$$\begin{aligned}
 f_c' &= 30 & \text{MPa} \\
 f_y &= 390 & \text{MPa} \\
 h &= 650 & \text{mm} \\
 b &= 1000 & \text{mm} \\
 d' &= 70 & \text{mm} \\
 d &= 550 & \text{mm} \\
 \phi &= 0,8
 \end{aligned}$$

- *Tulangan Utama*

$$M_u = 140,93 \text{ kN/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{140,93}{0,8} = 176,16 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{176,16 \times 1000000}{1000 \times 550^2} = 0,58 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\
 &= 0,034
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,025
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,29} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 0,58}{390}} \right) \\
 &= 0,002
 \end{aligned}$$

Cek nilai  $\rho$

$$\begin{array}{rclclcl} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ 0,0036 & < & 0,002 & < & 0,025 \end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0036 \times 1000 \times 550 \\ &= 1974,36 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-22

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\ &= 380,13 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{380,13 \times 1000}{1974,36} \\ &= 185,78 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama **D22-175, ( $A_s = 2172,19 \text{ mm}^2$ )**

- *Tulangan Bagi*

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan.  
Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 1974,36 \\ &= 987,18 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-19

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\ &= 283,53 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,53 \times 1000}{987,18} \\ &= 287,21 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi **D19-250**, ( $A_s = 1134,11 \text{ mm}^2$ )

- *Penulangan geser*

$f_c'$	=	30	MPa
$f_y$	=	390	MPa
$h$	=	650	mm
$b$	=	1000	mm
$d'$	=	70	mm
$d$	=	550	mm
$\phi$	=	0,8	

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{30} 1000 550 \\ &= 502079 \quad \text{N} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 V_{s \min} &= \frac{B \cdot D}{3} \\
 &= \frac{1000 \times 550}{3} \\
 &= 183333,33 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

$$1. \quad V_u < 0,5 \times \phi \times V_c$$

$$85066,06 < 200831,6 \quad \text{OK}$$

$$2. \quad 0,5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$$

$$200831,6 > 85066,06 < 401663,21 \quad \text{NOT OK}$$

$$3. \quad \phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_{s \min})$$

$$401663,21 > 85066,06 < 342706,17 \quad \text{NOT OK}$$

$$4. \quad \phi (V_c + V_{s \min}) < V_u < \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} b_w)$$

$$342706,17 > 85066,06 < 1204989,627 \quad \text{NOT OK}$$

$$5. \quad \phi (V_c + \frac{1}{3} \sqrt{f'c'} b_w d) < V_u < \phi (V_c + \frac{2}{3} \sqrt{f'c'} b_w d)$$

$$1204989,627 > 85066,06 < 2008316,044 \quad \text{NOT OK}$$

Didapatkan dari perhitungan di atas masuk pada kondisi 1 maka direncanakan **tulangan geser Ø12-250**.

$$A_v = 2 \times A_s$$

$$= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2$$

$$= 226,19 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{A_v \times f_y \times D}{V_{s \min}}$$

$$= \frac{226,19 \times 390 \times 570}{183333,33}$$

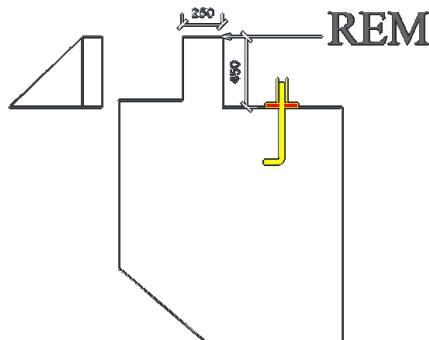
$$= 264,65 \text{ mm}$$

## 5.8 Perhitungan Longitudinal Stopper

Perhitungan analisis longitudinal stopper berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Berikut dibawah ini analisis perencanaan dinding abutmen:

### 5.8.1 Analisis Pembebanan Longitudinal Stopper

Analisis pembebanan dinding abutmen ditunjukkan pada Gambar 5.16 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban korbrel, beban tekanan tanah aktif, beban tekanan tanah akibat gempa, beban rem dan beban gempa.



**Gambar 5.31** Analisa pembebanan pada longitudinal stopper

#### 1. Berat sendiri

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 0,45 \times 0,25 \times 25 \\ &= 2,81 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### 2. Berat korbrel

$$\begin{aligned} q &= (H_1 + H_2) / 2 \times L \times W_c \\ &= 1,28 \times 0,65 \times 25 \\ &= 20,78 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### 3. Beban tekanan tanah aktif

Tinggi timbunan (H)	= 5,45 m
Berat jenis tanah ( $\gamma_t$ )	= 18 kN/m
Sudut geser tanah ( $\phi$ )	= 30°
Koef tanah aktif ( $K_a$ )	= 0,33 m
q	= 0,6 x 18 = 10,8 kN/m <sup>2</sup>

$$P_{Ta1} = 10,8 \times 0,33 \times 5,45$$

$$= 19,42 \text{ kN/m}$$

$$P_{Ta2} = 0,5 \times 0,33 \times 18 \times 5,45^2$$

$$= 88,22 \text{ kN/m}$$

#### 4. Tekanan tanah akibat gempa

Tinggi timbunan (H)	= 5,45 m
Berat jenis tanah ( $\gamma_t$ )	= 18 kN/m
Sudut geser tanah ( $\phi$ )	= $30^\circ$
Koefisien tekanan tanah aktif ( $K_a$ )	= 0,33
Koefisien gempa horisontal ( $K_h$ )	= 0,113
Sudut geser tanah nominal ( $\theta$ )	= $6,447^\circ$
Koef Tek. Tanah Dinamis (KAE)	= 1,254

$$E_{AE} = \frac{\gamma_t \times H^2}{2} (1 - kv) K_{AE}$$

$$= \frac{18 \times 5,45^2}{2} (1 - 0) 1,254$$

$$= 335,15 \text{ kN/m}$$

#### 5. Beban gempa

C <sub>sm</sub>	= 0,7
R Bang Bawah	= 1
R bang Atas	= 1
W Set B atas	= 1233,26 kN
Berat Long Stop	= 70,88 kN
Berat Korbil	= 523,55 kN

Beban Gempa Akibat Bang. Atas

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} W_t = \frac{0,7}{1} 1233,26 = 863,28 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} = \frac{863,28}{25,2} = 34,26 \text{ kN/m}$$

## Beban Gempa Korbel

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} Wt = \frac{0,7}{1} 523,55 = 366,48 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} = \frac{366,48}{25,2} = 14,54 \text{ kN/m}$$

## Beban Gempa Long Stop

$$Eq = \frac{C_{sm}}{R} Wt = \frac{0,7}{1} 70,88 = 49,61 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} = \frac{49,61}{25,2} = 1,97 \text{ kN/m}$$

**6. Beban rem**

$$TB = 310 \text{ kN}$$

$$q = TB/B$$

$$= 310/25,2$$

$$= 12,3 \text{ kN/m}$$

### 5.8.2 Perhitungan Gaya dan Momen pada Longitudinal Stopper

- Kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25 Ta)

**Tabel 5.44** Kombinasi 1 longitudinal stopper

No	Aksi/beban	Fak. beban	Vu kN.m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kNm/m
1	Berat sendiri	1,30	3,66		0,225	0,82
2	Ta 1	1,25		24,28	0,225	5,46
3	Ta2	1,25		110,27	0,15	16,54
4	Beban rem	2,00		24,60	0,45	11,07
Total			3,66	159,15		33,90

- Kombinasi 2 (1,3D + 1EQ + 1Taq)

**Tabel 5.45** Kombinasi 2 longitudinal stopper

No	Aksi/beban	Fak. beban	Vu kN.m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kNm/m
1	Berat sendiri	1,30	3,66		0,225	0,82
2	Beban gempa	1,25		42,82	0,45	19,94
3	Tek Tanah Dinamis	1,25		418,25	0,225	94,26
Total			3,66	463,25		114,35

Untuk penulangan dinding abutmen dipakai hasil reaksi dari Kombinasi 2 (1,3D + 1EQ + 1Taq). Momen yang harus dipakai untuk perencanaan penulangan dinding abutmen sebesar: 114,35 kN.m/m'.

### 5.8.3 Perhitungan penulangan longitudinal stopper

- *Penulangan Lentur*

$f_c'$	=	30	MPa
$f_y$	=	390	MPa
$h$	=	450	mm
$b$	=	1000	mm
$d'$	=	30	mm
$d$	=	376,5	mm
$\phi$	=	0,8	

*Tulangan Utama*

$$M_u = 114,35 \text{ kN/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{115,03}{0,8} = 142,94 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{143,78 \times 1000000}{1000 \times 396,5^2} = 0,91 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,034 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,0025 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} x \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,29} x \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 15,29 x 0,91}{390}} \right) \\
 &= 0,002
 \end{aligned}$$

Cek nilai  $\rho$

$$\begin{array}{ccccc}
 \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\
 0,0036 & < & 0,002 & < & 0,025
 \end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0036 \times 1000 \times 396,5 \\
 &= 1423,33 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-19

$$\begin{aligned}
 \text{As pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\
 &= 283,53 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{283,53 \times 1000}{1423,22} \\
 &= 199,20 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama **D19-175, (As = 1620,16 mm<sup>2</sup>)**

*Tulangan Bagi*

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan.

Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 1351,54 \\ &= 675,77 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-14

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 14^2 \\ &= 153,94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{153,94 \times 1000}{675,77} \\ &= 227,80 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi **D14-200, ( $A_s = 769,69 \text{ mm}^2$ )**

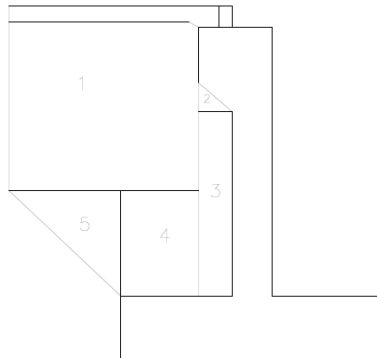


## 5.9 Perhitungan Wing Wall Kiri

Perhitungan analisis wing wall berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Berikut di bawah ini analisis perencanaan wing wall:

### 5.9.1 Analisis Pembebanan Wing Wall

Analisis pembebanan wing wall ditunjukkan pada Gambar 5.38 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri dan beban tekanan tanah aktif.



**Gambar 5.32** Analisa pembebanan pada Wing Wall

#### 1. Berat sendiri

**Tabel 5.46** Rekapitulasi berat wing wall

Bag	Vol m <sup>3</sup>	Berat kN	L m	Fak beban	Mu kN.m
1	3,40	85,05	1,8	1,3	199,02
2	0,04	0,91	0,56	1,3	0,66
3	0,68	17,03	0,33	1,3	7,19
4	0,89	22,13	0,74	1,3	21,21
5	0,43	10,63	1	1,3	13,81
<b>Total</b>					<b>241,892</b>

## 2. Beban tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi timbunan (H)} &= 5,45 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis tanah } (\gamma_t) &= 18 \text{ kN/m} \\
 \text{Sudut geser tanah } (\phi) &= 30^\circ \\
 \text{Koef tanah aktif (Ka)} &= 0,33 \text{ m} \\
 q &= 0,6 \times 18 = 10,8 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{Ta1} &= 10,8 \times 0,33 \times 5,45 \\
 &= 19,42 \text{ kN/m} \\
 P_{Ta2} &= 0,5 \times 0,33 \times 1,8 \times 5,45^2 \\
 &= 88,22 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

**Tabel 5.47** Rekapitulasi momen wing wall

Bag	Gaya kN	L m	Fak beban	Mu kN.m
1	19,42	2,53	1,25	61,31
2	88,22	1,68	1,25	185,62
<b>Total</b>				<b>246,93</b>

### 5.9.2 Perhitungan tulangan Wing Wall

- *Penulangan Lentur*

$f_c'$	=	30	Mpa
$f_y$	=	390	MPa
$h$	=	300	mm
$b$	=	5150	mm
$d'$	=	60	mm
$d$	=	243	mm
$\phi$	=	0,8	

- *Tulangan Utama*

$$M_u = 488,82 \text{ kN/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{488,82}{0,8} = 611,03 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{611,03 \times 1000000}{5150 \times 243^2} = 2,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,034 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} x \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x Rn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,29} x \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 15,29 x 2,01}{390}} \right) \\
 &= 0,007
 \end{aligned}$$

Cek nilai  $\rho$

$$\begin{array}{ccccc}
 \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\
 0,0036 & < & 0,007 & < & 0,025
 \end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,007 \times 5150 \times 243 \\
 &= 7777,20 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-22

$$\begin{aligned}
 \text{As pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \\
 &= 380,13 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 5150 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\
 &= \frac{380,13 \times 5150}{7777,20} \\
 &= 251,72 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama **D22-250, (As = 7830,73 mm<sup>2</sup>)**

- *Tulangan Bagi*

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan.  
Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 7777,20 \\ &= 3888,60 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-16

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,06 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 5160 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{201,06 \times 5150}{3888,60} \\ &= 266,28 \text{ mm} \end{aligned}$$

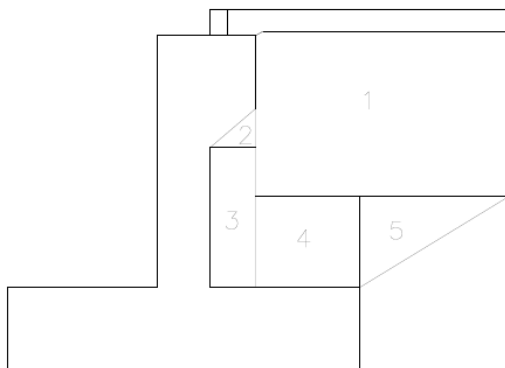
Maka dipasang tulangan bagi **D16-200, ( $A_s = 5177,34 \text{ mm}^2$ )**

### 5.10 Perhitungan Wing Wall Kanan

Perhitungan analisis wing wall berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Berikut di bawah ini analisis perencanaan wing wall:

#### 5.10.1 Analisis Pembebanan Wing Wall

Analisis pembebanan wing wall ditunjukkan pada Gambar 5.38 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri dan beban tekanan tanah aktif.



**Gambar 5.33** Analisa pembebanan pada Wing Wall

#### 1. Berat sendiri

**Tabel 5.48** Rekapitulasi berat wing wall

Bag	Vol m <sup>3</sup>	Berat kN	L m	Fak beban	Mu kN.m
1	2,55	63,69	1,8	1,3	149,04
2	0,11	2,72	0,56	1,3	1,97
3	0,39	9,72	0,33	1,3	4,10
4	0,58	14,38	0,74	1,3	13,79
5	0,28	6,91	1	1,3	8,98
<b>Total</b>					<b>177,88</b>

## 2. Beban tekanan tanah aktif

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi timbunan (H)} &= 3,65 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis tanah } (\gamma_t) &= 18 \text{ kN/m} \\
 \text{Sudut geser tanah } (\phi) &= 30^0 \\
 \text{Koef tanah aktif (Ka)} &= 0,33 \text{ m} \\
 q &= 0,6 \times 18 = 10,8 \text{ kN/m}^2 \\
 P_{Ta1} &= 10,8 \times 0,33 \times 3,65 \\
 &= 13,01 \text{ kN/m} \\
 P_{Ta2} &= 0,5 \times 0,33 \times 1,8 \times 3,65^2 \\
 &= 39,57 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

**Tabel 5.49** Rekapitulasi momen wing wall

Bag	Gaya kN	L m	Fak beban	Mu kN.m
1	13,01	1,78	1,25	28,86
2	39,57	1,18	1,25	58,53
<b>Total</b>				<b>87,39</b>

### 5.10.2 Perhitungan tulangan Wing Wall

- *Penulangan Lentur*

$f_c'$	=	30	Mpa
$f_y$	=	390	MPa
$h$	=	300	mm
$b$	=	3550	mm
$d'$	=	60	mm
$d$	=	214,5	mm
$\phi$	=	0,8	

- *Tulangan Utama*

$$M_u = 265,27 \text{ kN/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{265,27}{0,8} = 331,59 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{331,59 \times 1000000}{5150 \times 214,5^2} = 2,03 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,034 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,29} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 2,03}{390}} \right) \\ &= 0,005 \end{aligned}$$



Cek nilai  $\rho$

$$\begin{array}{rclclcl} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ 0,0036 & < & 0,005 & < & 0,025 \end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,005 \times 3550 \times 243 \\ &= 4135,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-19

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\ &= 283,53 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 3550 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,53 \times 3550}{4135,49} \\ &= 243,39 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama **D19-200, ( $A_s = 5032,64 \text{ mm}^2$ )**

- *Tulangan Bagi*

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan.  
Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 4135,49 \\ &= 2067,74 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-16

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,06 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 5160 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{201,06 \times 5150}{2067,74} \\ &= 345,19 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi **D16-250**, ( $A_s = 2855,08 \text{ mm}^2$ )

## 5.11 Perencanaan Plat Injak

Plat injak merupakan konstruksi yang terletak menempel pada abutmen, dengan ditumpu pada satu sisi oleh korbrel belakang abutmen. Fungsi plat injak adalah mencegah terjadinya penurunan pada oprit jembatan.

### 5.11.1 Analisis Pembebanan Plat Injak

Plat injak didesain agar kuat menahan berat sendiri dan beban hidup lalu lintas yang lewat di atas plat injak.



**Gambar 5.34** Pembebanan pada Plat Injak Abutmen

-	Beban mati	
	Aspal	$= t_a \times W_a \times L$ $= 0,07 \times 2,2 \times 4$ $= 0,62 \text{ t/m}$
	Plat 1	$= t_s \times W_c \times L$ $= 0,4 \times 2,5 \times 0,58$ $= 0,58 \text{ t/m}$
	Plat 2	$= t_s \times W_c \times L$ $= 0,3 \times 2,5 \times 3,421$ $= 2,57 \text{ t/m}$
	Air hujan	$= t_a \times W_w \times L$ $= 0,05 \times 0,98 \times 4$ $= 0,20 \text{ t/m}$
	Total q DL	$= 3,96 \text{ t/m}$
	qu DL	$= 1,3 \times q \text{ DL}$ $= 5,14 \text{ t/m}$

$$\begin{aligned}
 - \quad & \text{Beban hidup} \\
 & \text{BTR} \qquad \qquad = 0,558 \times L \\
 & \qquad \qquad \qquad = 0,558 \times 4 \\
 & \qquad \qquad \qquad = 2,232 \text{ t/m} \\
 & \text{Total } q \text{ LL} \qquad = 2,232 \text{ t/m} \\
 & q_u \text{ LL} \qquad \qquad = 1,8 \times q \text{ DL} \\
 & \qquad \qquad \qquad = 4,018 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

### 5.11.2 Perhitungan Gaya dan Momen Plat Injak

Perhitungan momen pada plat injak dimodelkan dengan perletakan sendi – rol, sendi yang ditumpu oleh korbel belakang dan rol yang ditumpu oleh tanah timbunan.

$$\begin{aligned}
 - \quad & \text{Momen akibat beban mati} \\
 & M \text{ DL} \qquad \qquad = \frac{1}{8} \times q_u \text{ DL} \times L^2 \\
 & \qquad \qquad \qquad = \frac{1}{8} \times 5,14 \times 4^2 \\
 & \qquad \qquad \qquad = 10,29 \text{ t.m} \\
 - \quad & \text{Momen akibat beban hidup} \\
 & M \text{ LL} \qquad \qquad = \frac{1}{8} \times q_u \text{ LL} \times L^2 \\
 & \qquad \qquad \qquad = \frac{1}{8} \times 4,02 \times 4^2 \\
 & \qquad \qquad \qquad = 18,32 \text{ t.m} \\
 & M \text{ total} \qquad \qquad = 18,32 \text{ t.m}
 \end{aligned}$$

### 5.11.3 Penulangan Plat Injak

Mutu beton,	$f_c'$	=	30	MPa
Mutu baja tulangan,	$f_y$	=	390	MPa
Tebal plat,	$t_s$	=	300	mm
Selimut beton,	$d'$	=	50	mm
Tebal efektif	$d$	=	224,5	mm
Lebar yang ditinjau,	$b$	=	1000	mm
Faktor reduksi lentur	$\phi$	=	0,8	

#### - Tulangan Utama

$$M_u = 183,23 \text{ kN/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{183,23}{0,8} = 229,03 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{229,03 \times 1000000}{1000 \times 224,5^2} = 4,54 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,034 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,0036$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15,29$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,29} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,29 \times 4,54}{390}} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,013$$

Cek nilai  $\rho$

$$\begin{array}{rclclcl} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ 0,0036 & < & 0,013 & < & 0,025 \end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,036 \times 1000 \times 224,5 \\ &= 805,90 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-19

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\ &= 283,53 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{283,53 \times 1000}{805,90} \\ &= 351,82 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama **D19-250, ( $A_s = 1134,11 \text{ mm}^2$ )**

- *Tulangan Bagi*

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan.  
Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 805,90 \\ &= 402,95 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-16

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,06 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{201,06 \times 1000}{402,95} \\ &= 498,98 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi **D16-250, ( $A_s = 804,25 \text{ mm}^2$ )**

## 5.12 Perencanaan Pier Head di dilatasi

### 5.12.1 Jarak tiang dan kedalaman tiang yang masuk ke dalam tanah

Jarak dari tiang-tiang harus dipertimbangkan terhadap kondisi dari tanah dan harus dipilih dengan memperhatikan pemadatan dan metode pemasangan/pelaksanaannya. Jarak tiang harus diukur dari as ke as. Untuk tiang-tiang parallel, jarak minimum tiang adalah 5 kali diameter atau jarak terkecil dari tiang. Bila kepala tiang tergabung dalam suatu kupulan kepala tiang (*pile cap*) beton, jarak dari satu sisi tiang ke tepi tiang terdekat dari kumpulan kepala tiang, tidak boleh kurang dari 250 mm.

- Ditentukan ruang milik jalan sebagai berikut:
 

2 Jalur, 4 Lajur dngan lebar 1 lajur	= 3,6	m
- Lebar bahu dalam	= 1,5	m
- Lebar bahu luar	= 3	m
- Lebar pembatas beton	= 0,5	m
- Lebar jalan	= 23,4	m
- Jarak pancang arah melintang
 

- Diameter pancang	d	= 0,6	m
- Jarak antar tiang pancang min	5xd	= 3	m
- Jarak tiang ke tepi minimal	= 0,25 m	= 0,75	m
- Jarak pancang arah memanjang
 

- Panjang 1 span pile slab	= 140	m
- Jarak pancang arah memanjang	= 1,8	m
- Kemiringan tiang	= 1:10	



### 5.12.2 Dimensi Pier Head

Berdasarkan SNI T-12-2004 pasal 7.1.2.2.3

- Jarak tiang ke tepi minimal      0,25 m      = 0,3 m

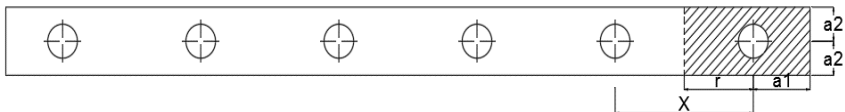
- Perhitungan tebal pier head

Untuk ketebalan pier head pasal 4.4.1.9

Dalam hal ini, yang disebut sebagai suatu kondisi standar adalah:

- Kelembaban relatif udara setempat  $H = 70 \%$
- Ketebalan minimum komponen beton  $d = 15 \text{ cm}$
- Konsistensi (slump) adukan beton  $s = 7,5 \text{ cm}$
- Kadar agregat halus dalam beton  $F = 50 \%$
- Kadar udara dalam beton  $AC = 6 \%$ .

- Perhitungan Geser pons tiang pancang terhadap pier head



Asumsi ketebalan awal		= 0,7	m
Gaya geser pons akibat beban tiang pancang $P1$		= 112,5	kN
Jarak antara tiang bor arah x		= 2,963	m
Jarak tiang bor ke tepi arah X	$a1$	= 0,55	m
Jarak tiang bor ke tepi arah Y	$a2$	= 0,75	m
Tinggi pile cap	$h$	= 0,7	m
Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar	$d'$	= 0,08	m
Tebal efektif pie cap	$d = h - d'$	= 0,62	m
Keliling bidang geser pons	$bo$	= $2 * (1/2x + a) + 2 * (a2 + a2)$	
		= 7,063	m

$$\begin{aligned}\text{Kuat geser pons} \quad \phi * V_c \text{ pons} &= 0,6 * 1/3 * \sqrt{f_c} * b_o * d \\ &= 4797 \text{ N}\end{aligned}$$

Syarat:

$$\begin{aligned}V_u \text{ pons} &< \phi * V_c \text{ pons} \\ 112,5 \text{ kN} &< 4797 \text{ kN}\end{aligned}$$

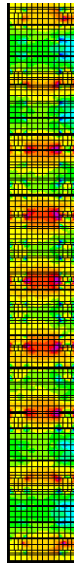
### 5.12.3 Kombinasi pembebanan

**Tabel 5.50** Kombinasi pembebanan yang dihitung pada kondisi layan.

Kombinasi Pembebanan	Faktor beban x beban yang bekerja pada struktur
Kombinasi 1	1,0 PMS + 1,0 PMA + 1,0 TTD + 1,0 TTB
Kombinasi 2	1,0 PMS + 1,0 PMA + 1,0 TTD + 1,0 TTB
Kombinasi 3	1,0 PMS + 1,0 PMA + 1,0 TTD + 1,0 TTB
Kombinasi 4	1,0 PMS + 1,0 PMA + 1,0 TTB

**Tabel 5.51** Kombinasi pembebanan yang dihitung pada kondisi ultimate.

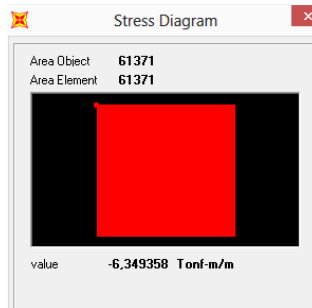
Kombinasi Pembebanan	Faktor beban x beban yang bekerja pada struktur
Kombinasi 1	1,3 PMS + 2,0 PMA + 1,8 TTD + 1,3 TTB
Kombinasi 2	1,3 PMS + 2,0 PMA + 1,8 TTD + 1,3 TTB
Kombinasi 3	1,3 PMS + 2,0 PMA + 1,8 TTD + 1,3 TTB
Kombinasi 4	1,3 PMS + 2,0 PMA + 1,3 TTB
Kombinasi Gempa X	1,0 PMS + 1,0 PMA + 50% TTD + 1,3 TTB+ (100% TEQ <sub>x</sub> + 30% TEQ <sub>y</sub> )
Kombinasi Gempa Y	1,0 PMS + 1,0 PMA + 50% TTD + 1,3 TTB+ (30% TEQ <sub>x</sub> + 100% TEQ <sub>y</sub> )



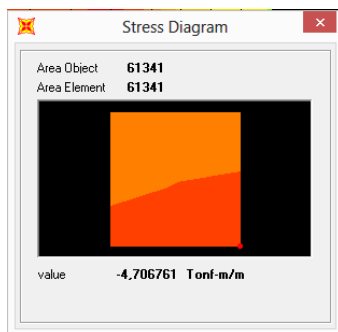
**Gambar 5.35** Kontur momen maksimum pier head

Dari program SAP2000 diperoleh output momen akibat kombinasi tersebut adalah sebagai berikut:

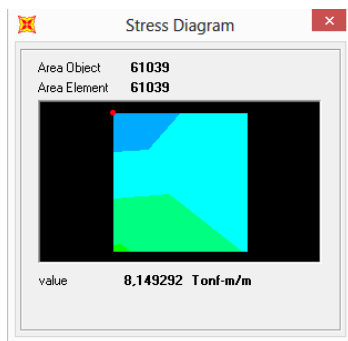
- Mx Lapangan = 6,35 Tm/m
- Mx Tumpuan = - 4,7 Tm/m
- My = 8,2 Tm/m



**Gambar 5.37** Mx Lapangan SAP2000



**Gambar 5.38** Mx Tumpuan SAP2000



**Gambar 5.39** My Tumpuan SAP2000

#### 5.12.4 Perhitungan penulangan pier head

$f_c'$	= 30	Mpa	
$f_y$	= 240	Mpa	(Polos < D13)
$f_y$	= 400	Mpa	(Ulir $\geq$ D13)

URAIAN	PLAT
Tebal (mm)	400
Lebar “b” (mm)	1000
Cover beton (mm)	80
Tebal efektif “d” (mm)	312
<b>Perhitungan Tulangan</b>	
<b>Tul. Melintang atas-bawah</b>	
Momen ultimate ( $T_m/m'$ )	<b>8,20</b>
Penulangan	<b>D16 - 200</b>
Ast terpasang ( $mm^2/m'$ )	1005,3
$F_y$ ( $N/mm^2$ )	240
$T = A_{st}.f_y$ ( $N/m'$ )	402123,9
$a = T/(0,85f_c'.b)$ (mm)	15,77
Momen Kapasitas $= 0,8.T.(d-a/2)$ ( $T_m/m'$ )	9,78 <b>(OK)</b>
<b>Memanjang</b>	
<b>Tumpuan</b>	
Momen ultimate ( $T_m/m'$ )	<b>4,70</b>
Penulangan	<b>D13 - 250</b>
Ast terpasang ( $mm^2/m'$ )	530,9
$F_y$ ( $N/mm^2$ )	400
$T = A_{st}.f_y$ ( $N/m'$ )	212371,7
$a = T/(0,85f_c'.b)$ (mm)	8,33
Momen Kapasitas $= 0,8.T.(d-a/2)$ ( $T_m/m'$ )	4,96 <b>(OK)</b>

<b>Memanjang</b>	
<b>Tumpuan</b>	
Momen ultimate (Tm/m')	<b>6,35</b>
Penulangan	<b>D16 - 250</b>
Ast terpasang (mm <sup>2</sup> /m')	804,2
Fy (N/mm <sup>2</sup> )	400
T = Ast.fy (N/m')	321699,1
a = T/(0,85fc'.b) (mm)	12,62
Momen Kapasitas = 0,8.T.(d-a/2) (Tm/m')	7,87 <b>(OK)</b>
<b><u>Tul. Torsi</u></b>	
As perlu (mm <sup>2</sup> ) output SAP	1497
Penulangan	2x3 – D19
As pasang (mm <sup>2</sup> )	1701
Cek	<b>OK</b>

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b' \cdot d \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{30} \cdot 3200 \cdot 320 \\
 &= 934779,83 \quad \text{kN} \\
 V_u &= \phi \cdot V_c \\
 &= 0,7 \cdot 934779,83 \\
 &= 654345,88 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Cek kondisi geser

1.  $V_u < 0,5 \times \phi \times V_c$   
 $654345,88 > 327172,94$  **NOT OK**
2.  $0,5 \times \phi \times V_c < V_u < \phi \times V_c$   
 $327172,94 < 654345,88 < 6554345,88$  **OK**
3.  $\phi \times V_c < V_u < \phi (V_c + V_s \text{ min})$   
 $6554345,88 > 654345,88 > 74666,67$  **NOT OK**
4.  $\phi (V_c + V_s \text{ min}) < V_u < \phi (V_c + \frac{1}{3}\sqrt{f'c'} bw)$   
 $74666,67 < 654345,88 < 655623,9$  **OK**
5.  $\phi (V_c + \frac{1}{3}\sqrt{f'c'} bw d) < V_u < \phi (V_c + \frac{2}{3}\sqrt{f'c'} bw d)$   
 $655623,9 > 654345,88 < 1472278,23$  **NOT OK**

Didapatkan dari perhitungan di atas masuk pada kondisi 2 dan 4 maka direncanakan **tulangan geser Ø16-450**.

$$\begin{aligned}
 A_v &= 2 \times A_s \\
 &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
 &= 402,12 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A_v \times f_y \times D}{V_{s \text{ min}}} \\
 &= \frac{402,12 \times 400 \times 320}{106666,67} \\
 &= 482,54 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

### 5.13 Perencanaan Pier Head

Mutu beton	$f_c'$	= 30	Mpa
Mutu tulangan	$f_y$	= 240	Mpa
	$f_y$	= 400	Mpa
Cover	$d'$	= 60	mm

Keterangan	Tumpuan	Lapangan
b (mm)	1200	1200
h (mm)	700	700
<b><u>Tul. Atas</u></b>		
As perlu ( $\text{mm}^2$ ) output SAP	2444	1170
Penulangan	10 – D19	5 – D19
As pasang ( $\text{mm}^2$ )	2835	1418
Cek	OK	OK
<b><u>Tul. Bawah</u></b>		
As perlu ( $\text{mm}^2$ ) output SAP	2295	1510
Penulangan	9 – D19	6 – D19
As pasang ( $\text{mm}^2$ )	2552	1701
Cek	OK	OK
<b><u>Tul. Torsi</u></b>		
As perlu ( $\text{mm}^2$ ) output SAP	1497	1497
Penulangan	2x3 – D19	2x3 – D19
As pasang ( $\text{mm}^2$ )	1701	1701
Cek	OK	OK
<b><u>Tul. Sengkang</u></b>		
As perlu ( $\text{mm}^2$ ) output SAP	1,430	1,034
Penulangan	2xD12 – 150	2xD12 – 200
As pasang ( $\text{mm}^2$ )	1,51	1,13
Cek	OK	OK



### 5.14 Perhitungan Longitudinal Stopper (di atas pier head)

Perhitungan analisis longitudinal stopper berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimit). Berikut dibawah ini analisis perencanaan dinding abutmen:

#### 5.14.1 Analisis Pembebanan Longitudinal stopper

Analisis pembebanan dinding abutmen ditunjukkan pada Gambar 5.16 dengan beban yang bekerja yaitu beban sendiri, beban korbel, beban tekanan tanah aktif, beban tekanan tanah akibat gempa, beban rem dan beban gempa.

##### 1. Berat sendiri

$$\begin{aligned} q &= H \times L \times W_c \\ &= 0,4 \times 0,7 \times 25 \\ &= 7,00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

##### 2. Beban angin

$$\begin{aligned} V_w &= 30 && \text{m/s} \\ B &= 0,7 && \text{m} \\ H &= 0,4 && \text{m} \\ C_w &= 1,3 \\ L &= 25,2 && \text{m} \\ A_b &= 10,08 && \text{m}^2 \\ TEW &= 0.0012 \times C_w \times V_w^2 \times A_b \\ &= 14,152 && \text{kN} \end{aligned}$$

##### 3. Beban gempa

$$\begin{aligned} C_{sm} &= 0,7 \\ R \text{ Bang Bawah} &= 1 \\ R \text{ bang Atas} &= 1 \\ W \text{ Set B atas} &= 1233,26 && \text{kN} \\ \text{Berat Long Stop} &= 176,40 && \text{kN} \end{aligned}$$

Beban Gempa Akibat Bang. Atas

$$Eq = \frac{Csm}{R} Wt = \frac{0,7}{1} 1233,26 = 863,28 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} = \frac{863,28}{25,2} = 34,26 \text{ kN/m}$$

Beban Gempa Long Stop

$$Eq = \frac{Csm}{R} Wt = \frac{0,7}{1} 176,40 = 123,48 \text{ kN}$$

$$q = \frac{Eq}{B} = \frac{123,48}{25,2} = 4,90 \text{ kN/m}$$

#### 4. Beban rem

-5% berat truck rencana ditambah BTR = 0,24 ton/m

### 5.14.2 Perhitungan Gaya dan Momen pada Longitudinal Stopper

- Kombinasi 1 (1,3D + 2L + 2Tb + 1,2Tew + 1,25 Ta)

**Tabel 5.52** Kombinasi 1 longitudinal stopper

No	Aksi/beban	Fak. beban	Vu kN.m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kNm/m
1	Berat sendiri	1,30	9,10		0,2	1,82
2	Beban angin	1,25		16,98	0,2	3,40
3	Beban rem	2,00		0,48	0,4	0,19
Total			9,10	17,46		5,41

- Kombinasi 2 (1,3D + 1EQ + 1Taq)

**Tabel 5.53** Kombinasi 2 longitudinal stopper

No	Aksi/beban	Fak. beban	Vu kN.m	Hx kN/m	Lengan m	Mx kNm/m
1	Berat sendiri	1,30	9,10		0,2	1,82
2	Beban gempa	1,25		42,82	0,4	17,13
Total			9,10	42,82		18,95

Untuk penulangan dinding abutmen dipakai hasil reaksi dari Kombinasi 2 (1,3D + 1EQ + 1Taq). Momen yang harus dipakai untuk perencanaan penulangan dinding abutmen sebesar: 18,95 kN.m/m'.

### 5.14.3 Perhitungan penulangan longitudinal stopper

- **Penulangan Lentur**

$f_c'$	=	30	MPa
$f_y$	=	400	MPa
$h$	=	400	mm
$b$	=	1000	mm
$d'$	=	80	mm
$d$	=	294,5	mm
$\phi$	=	0,8	

*Tulangan Utama*

$$M_u = 18,95 \text{ kN/m}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{18,95}{0,8} = 23,69 \text{ kN.m}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{23,69 \times 1000000}{1000 \times 294,5^2} = 0,27 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,0024 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,69$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,69} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 0,27}{400}} \right) \end{aligned}$$

$$= 0,001$$

Cek nilai  $\rho$

$$\begin{array}{ccccccc} \rho_{\min} & < & \rho & < & \rho_{\max} \\ 0,0035 & < & 0,001 & < & 0,024 \end{array}$$

Luas tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 294,5 \\ &= 1030,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-19

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\ &= 283,53 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{\text{As pasang} \times b}{\text{As perlu}} \\ &= \frac{283,53 \times 1000}{1030,75} \\ &= 275,07 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan utama **D19-250, (As = 1134,11 mm<sup>2</sup>)**

*Tulangan Bagi*

Tulangan bagi yang dipasang pada arah memanjang jembatan.

Luas tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s' &= 0,5 \times A_s \\ &= 0,5 \times 1030,75 \\ &= 515,38 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan utama D-16

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\ &= 201,06 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak maksimum antar tulangan untuk lebar  $b = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_s \text{ pasang} \times b}{A_s \text{ perlu}} \\ &= \frac{201,06 \times 1000}{515,38} \\ &= 390,13 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dipasang tulangan bagi **D16-250, ( $A_s = 804,25 \text{ mm}^2$ )**

## • Perhitungan PHT 60 B 12

Caltrans Section Properties

Geometry

Shape: Round

Chamfer: 0.0625

Height: 0.6

Width: 0.6

☐ Small Base Dimensions

Base Height: 0.6

Base Width: 0.6

No. of Cores: 1

Casing

Thickness: 0

Longit. Factor: 0

Rings

No. of Rings: 2 Ring1 Cover: 0.05 Ring2 Cover: 0.13 Ring3 Cover:

Region	Ring	No. of Bundles	Bundle Type	Bundle Bar No.	Bundle Area	Bundle Material	Conf. Type	Conf. Spacing	Conf. Bar No.	Conf. Area	Conf. Material
Core1	Ring1	24	Single	User De	0.0001	FY800	Spiral	0.12	User De	0.0001	FY 240
Core1	Ring2	13	Single	25d	0.0005	FY 400	Spiral	0.15	Bd	0.0001	FY 240
Prestress		0	Tendon	N/A	0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Casing		N/A	Casing	N/A	0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Concrete Model

Material: FC 41 Core Concrete: Core1 Other Concrete: Mander-Unconfined

OK Done

## • Perhitungan PHT C

Caltrans Section Properties

Geometry

Shape: Round

Chamfer: 0.0625

Height: 0.6

Width: 0.6

☐ Small Base Dimensions

Base Height: 0.6

Base Width: 0.6

No. of Cores: 1

Casing

Thickness: 0

Longit. Factor: 0

Rings

No. of Rings: 2 Ring1 Cover: 0.05 Ring2 Cover: 0.13 Ring3 Cover:

Region	Ring	No. of Bundles	Bundle Type	Bundle Bar No.	Bundle Area	Bundle Material	Conf. Type	Conf. Spacing	Conf. Bar No.	Conf. Area	Conf. Material
Core1	Ring1	32	Single	User De	0.0001	FY800	Spiral	0.12	User De	0.0001	FY 240
Core1	Ring2	22	Single	25d	0.0005	FY 400	Spiral	0.15	Bd	0.0001	FY 240
Prestress		0	Tendon	N/A	0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Casing		N/A	Casing	N/A	0	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Concrete Model

Material: FC 41 Core Concrete: Core1 Other Concrete: Mander-Unconfined

OK Done

*(Halaman ini sengaja dikosongkan)*



## BAB VI PERENCANAAN PERLETAKAN JEMBATAN

### 6.1 Menentukan Design Perletakan

**Tabel 6.1** Tabel menentukan design perletakan

(b) Strips†				
Size (mm)	400x65x20	400x95x20	400x125x25	400x150x25
Shape factor	0.78	1.07	1.06	1.21
Nominal design compressive load (kN)	36	73	95	131
Compressive stiffness* (kN/mm)	18.2	36.5	38.1	52.4
Nominal design shear deflection (mm)	10.0*	10.0	12.5	12.5
Shear stiffness* (kN/mm)	1.17	1.71	1.80	2.16

#### 6.1.1 Menentukan Beban dan Gerakan Terburuk

##### Beban Mati

- Plat lantai =  $\frac{7 \text{ m}}{2} \times 25,2 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 2,5 \text{ t/m}^3$  = 99,2 ton
- Aspal =  $\frac{7 \text{ m}}{2} \times 25,2 \text{ m} \times 0,1 \text{ m} \times 2,2 \text{ t/m}^3$  = 13,6 ton
- Barrier T =  $\frac{7 \text{ m}}{2} \times 0,96 \text{ t/m}$  = 3,4 ton
- Barrier S =  $\frac{7 \text{ m}}{2} \times 1,20 \text{ t/m}$  = 4,2 ton
- Total = 120,4 ton

##### Beban Hidup

- BTR =  $\frac{7 \text{ m}}{2} \times 25,2 \text{ m} \times 0,558 \text{ m} \times 70\%$  = 34,5 ton
- BGT =  $1,4 \times 25,2 \text{ m} \times 4,9 \text{ t/m} \times 70\%$  = 121 ton
- Air hujan =  $\frac{7 \text{ m}}{2} \times 25,2 \text{ m} \times 0,05 \text{ m} \times 9,8 \text{ t/m}^3$  = 0,43 ton
- Roda truk =  $0,7 \times 1,4 \times 2 \times 11,25 \text{ ton}$  = 11,25 ton

$$\text{Total} = 167,1 \text{ ton}$$

$$P_{\text{tot}} = 287,5 \text{ ton}$$

$$\frac{P_{\text{tot}}}{\text{Bearing}} = \frac{287,5}{35}$$

$$P_{\text{Bearing}} = 8,2 \text{ ton/bearing}$$

$$= 82 \text{ kN/bearing}$$

Maka, menggunakan Bearing Tipe Strip = 400 x 125 x 25

$$P_{\text{ijin}} = 95 \text{ kN}$$

Kontrol

$$P_{\text{ijin}} > P_{\text{bearing}}$$

$$95 \text{ kN} > 82 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

## 6.2 Menentukan Design Anchor

1. Abutment kiri Dilatasi 1 (Bentang 49 m)

$$As = 0,225 \quad \text{Zona 2}$$

$$Kh = C \times S \\ = 0,98$$

Reaksi total x As

$$\sum Rd = 374,171 \text{ Ton}$$

### Perletakan Fix

$$\sum Rh = Kh \times \sum Rd = 368 \text{ ton}$$

$$\text{Per satu sisi Rh} = \frac{1}{10} \times \sum Rh = 36,8 \text{ ton}$$

Dipasang besi dengan mutu SS41 (mutu tinggi) dengan D-19

$$A = 2,84 \text{ cm}^2$$

Maka jumlah besi angkur:

$$n = Rh / 1,5 \times A \\ = 8,66 \text{ buah} \\ = 9 \text{ buah}$$

$$\text{Panjang angkur} = 2 \times 6D + \text{tebal elastomer} \\ = 253 \text{ mm}$$

Maka, dipasang angkur fix **9D19** dengan panjang **253 mm**

### Perletakan Move

$$\text{Per satu sisi Rh} = \frac{1}{10} \times (1/2 \times \sum Rh) = 18,4 \text{ ton}$$

Dipasang besi dengan mutu SS41 (mutu tinggi) dengan D-19

$$A = 2,84 \text{ cm}^2$$

Maka jumlah besi angkur:

$$n = Rh / 1,5 \times A \\ = 4,33 \text{ buah} \\ = 5 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned}\text{Panjang angkur} &= 2 \times 6D + \text{tebal elastomer} \\ &= 253 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka, dipasang angkur fix **5D19** dengan panjang **253 mm**

2. Dilatasi 2 abutment kanan (Bentang 42 m)

$$As = 0,225 \quad \text{Zona 2}$$

$$\begin{aligned}Kh &= C \times S \\ &= 0,98\end{aligned}$$

Reaksi total x As

$$\sum Rd = 320,718 \text{ Ton}$$

### Perletakan Fix

$$\sum Rh = Kh \times \sum Rd = 316 \text{ ton}$$

$$\text{Per satu sisi Rh} = \frac{1}{10} \times \sum Rh = 31,6 \text{ ton}$$

Dipasang besi dengan mutu SS41 (mutu tinggi) dengan D-19

$$A = 2,84 \text{ cm}^2$$

Maka jumlah besi angkur:

$$\begin{aligned}n &= RH/1,5 \times A \\ &= 7,42 \text{ buah} \\ &= 8 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Panjang angkur} &= 2 \times 6D + \text{tebal elastomer} \\ &= 253 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka, dipasang angkur fix **8D19** dengan panjang **253 mm**

### Perletakan Move

$$\text{Per satu sisi Rh} = \frac{1}{10} \times (1/2 \times \sum Rh) = 15,8 \text{ ton}$$

Dipasang besi dengan mutu SS41 (mutu tinggi) dengan D-19

$$A = 2,84 \text{ cm}^2$$

Maka jumlah besi angkur:

$$\begin{aligned}n &= RH/1,5 \times A \\ &= 3,71 \text{ buah} \\ &= 4 \text{ buah}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Panjang angkur} &= 2 \times 6D + \text{tebal elastomer} \\ &= 253 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka, dipasang angkur fix **4D19** dengan panjang **253 mm**

### 6.3 Menentukan Design Shear Connector

Vu dipakai kapasitas 4 D12

Vs dipakai D-12 2 kaki

$$T \leq V_s$$

$$T \leq V_s$$

$$A_s t f_y / \phi \leq 0,56 \cdot 2 \cdot A_s t f_y n$$

$$1521 \cdot 400 \cdot 1,00 \leq 0,56 \cdot 2 \cdot 226 \cdot 400 \cdot n$$

$$n = 6 \text{ buah/m}$$

*(Halaman ini sengaja dikosongkan)*

## **BAB VII PENUTUP**

Pada bab ini akan diuraikan ringkasanyang dapat ditarik dari pembuatan tugas akhir.Selain itu juga terdapat beberapa saran yang berguna bagi pengemangan lebih lanjut pada tugas akhir ini.

### **7.1 Ringkasan**

Berdasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalm penyusunan Tugas Akhir ini dapat ditarik bebrapa kesimpulan sebagai berikut:

- 1.Dimensi Struktur Slab Lantai menggunakan ketebalan 0,4 m
- 2.Dimensi Pier head tengah tebal 0,7 dan lebar 1,2 m
- 3.Dimensi Pier head dilatasi tebal 0,7 dan lebar 2,9 m
- 4.Diameter Tiang Pancang 0,6 m

### **7.2 Saran**

Berasarkan keseluruhan hasil analisa yang telah dilakukan dalam penyusunan Tugas Akhir ini maka dapat disarankan:

1. Dalam merancang struktur Jembatan sebaiknya perencana benar-benar memikirkan kemudahan pelaksanana dilapangan, sehingga hasil perancangan dapat dilaksanakan oleh pelaksanan dilapangan.
2. Dalam Perencanaa struktur pile slab sebaiknya perletakan sangat diperhatikan, karena mempengaruhi lendutan yang terjadi di struktur.

*(Halaman ini sengaja dikosongkan)*



**DAFTAR PUSTAKA**

SNI 1725-2016 (Standar Pembebanan Untuk Jembatan)

SNI Gempa 2833 – 2013.

BMS, PPTJ.

BMS BDM 1992.

BMS BDC 1992.

SNI 03 – 2847 – 2002 “Tata cara perhitungan struktur beton”.

Mektan dan Teknik Pondasi Suyono.

## BIODATA PENULIS



MOCHAMAD AGUS SETIAWAN, dilahirkan di Kabupaten Mojokerto tepatnya di Desa Kemlagi, Kecamatan Kemlagi pada tanggal 18 Agustus 1997. Anak ketiga dari tiga bersaudara pasangan dari H. M. Chomsun dan Hj. Siti Aisyah. Penulis menyelesaikan pendidikan Sekolah Dasar di MI “Miftahul Ulum” Desa Kemlagi, Kecamatan Kemlagi pada tahun 2009. Kemudian, penulis melanjutkan pendidikan menengah pertama di MTs “Miftahul Ulum” Desa Kemlagi, Kecamatan Kemlagi dan tamat pada tahun 2012. Selanjutnya, untuk jenjang pendidikan menengah atas penulis melanjutkan pendidikannya di SMAN 1 Gedeg dan tamat pada tahun 2015. Pada tahun itu juga, penulis melanjutkan pendidikan di perguruan tinggi tepatnya di Institut Teknologi 10 November Surabaya (ITS) pada Fakultas Vokasi Program Diploma III (D-III) Teknik Infrastruktur Sipil dengan konsentrasi pada bidang Bangunan Transportasi.

Dengan ketekunan, motivasi dan dorongan kuat dari orang-orang terdekat serta terus belajar dan berusaha penulis telah berhasil menyelesaikan pengerjaan tugas akhir ini. Semoga dengan penulisan tugas akhir ini mampu memberikan kontribusi positif bagi dunia teknik sipil.

## BIODATA PENULIS



Penulis bernama **Nur Huda**, Dilahirkan di Ponorogo, 30 April 1996, merupakan anak kedua dari 2 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu di SDN Sragi Sukorejo Ponorogo, SMP 1 Maarif Ponorogo, dan SMKN 1 Jenangan Ponorogo. Setelah lulus dari SMKN 1 Jenangan Ponorogo tahun 2015, Penulis melanjutkan pendidikan kuliah dan diterima di Diploma III Departemen Teknik Infrastuktur Sipil FV-ITS pada tahun 2015 dengan NRP 10111500000146.

Di Departemen Teknik Infrastruktur Sipil ini penulis mengambil bidang studi Bangunan Transportasi. Penulis sempat aktif di beberapa Organisasi diantaranya: BEM ITS, Teknokrat muda ITS, dan Ketua Elemen pengkader HMDS ITS 2017.

Selain mengikuti Organisasi penulis juga aktif di pelatihan diantaranya: LkmmPraTD, LkmmTD, TMO, LK1, LK2 Nasional. Prestasi yang pernah diperoleh penulis yaitu juara 1 serta membawa pulang 4 juara kategori, di Kompetisi Jembatan Indonesia (KJI-13) kategori Canai Dingin Di Politeknik Negeri Malang 2017. Penulis dapat dihubungi melalui *e-mail* [nurhudaabhan@gmail.com](mailto:nurhudaabhan@gmail.com)

Concrete Compressive Strength

Size (mm)	Thickness Wall (t)	Cross Section (cm²)	Section Modulus (cm³)	Area (cm²)	Grade	Bending Moment		Allowable Compression (ton)	Decompression Tension (ton)	Length of Pile ** (m)	
						Crack (ton.m)	Break (ton.m)				
300	60	452.39	34,607.78	173	A2	2.50	3.75	72.60	23.11	6 - 12	
					A3	3.00	4.50	70.75	29.86	6 - 13	
					B	3.50	6.30	67.50	41.96	6 - 14	
					C	4.00	8.00	65.40	49.66	6 - 15	
350	65	581.98	62,162.74	145	A1	3.50	5.25	93.10	30.74	6 - 13	
					A3	4.20	6.30	89.50	37.50	6 - 14	
					B	5.00	9.00	86.40	49.93	6 - 15	
					C	6.00	12.00	85.00	60.87	6 - 16	
400	75	765.76	106,488.95	191	A2	5.50	8.25	121.10	38.62	6 - 14	
					A3	6.50	9.75	117.60	45.51	6 - 15	
					B	7.50	13.50	114.40	70.27	6 - 16	
					C	9.00	18.00	111.50	80.94	6 - 17	
450	80	929.91	166,570.38	232	A1	7.50	11.25	149.50	39.28	6 - 14	
					A2	8.50	12.75	145.80	53.39	6 - 15	
					A3	10.00	15.00	143.80	66.57	6 - 16	
					B	11.00	19.80	139.10	78.84	6 - 17	
500	90	1,159.25	255,324.30	290	C	12.50	25.00	134.90	100.45	6 - 18	
					A1	10.50	15.75	185.30	54.56	6 - 15	
					A2	12.50	18.75	181.70	68.49	6 - 16	
					A3	14.00	21.00	178.20	88.00	6 - 17	
					CHECK						B
600	100	1,570.80	510,508.81	393	C	17.00	34.00	169.00	122.04	6 - 19	
					A1	17.00	25.50	252.70	70.52	6 - 16	
					A2	19.00	28.50	249.00	77.68	6 - 17	
					A3	22.00	33.00	243.20	104.94	6 - 18	
800	120	2,563.54	1,527,869.60	641	B	25.00	45.00	238.30	131.10	6 - 19	
					C	29.00	58.00	229.50	163.67	6 - 20	
					A1	40.00	60.00	415.00	119.34	6 - 20	
					A2	46.00	69.00	406.10	151.02	6 - 21	
1000 ***	140	3,782.48	3,589,571.20	946	A3	51.00	76.50	399.17	171.18	6 - 22	
					B	55.00	99.00	388.61	215.80	6 - 23	
					C	65.00	130.00	368.17	290.82	6 - 24	
					A1	75.00	112.50	613.52	169.81	6 - 22	
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A2	82.00	123.00	601.27	215.16	6 - 23	
					A3	93.00	139.50	589.66	258.19	6 - 24	
					B	105.00	189.00	575.33	311.26	6 - 24	
					C	120.00	240.00	555.23	385.70	6 - 24	
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	A1	120.00	180.00	802.80	221.30	6 - 24	
					A2	130.00	195.00	794.50	252.10	6 - 24	
					A3	145.00	217.50	778.60	311.00	6 - 24	
					B	170.00	306.00	751.90	409.60	6 - 24	
1200 ***	150	4,948.01	6,958,136.85	1,237	C	200.00	400.00	721.50	522.20	6 - 24	

Note : \*) Crack Moment Based on JIS A 5335-1987 (Prestressed Spun Concrete Pile)

Unit Conversion : 1 ton = 9.8060 kN

◆ Soil data A1

Depth (m)	Type of Soil	Kode Tanah	N-SPT	N-rata2	Grafik SPT	fi (t/m <sup>2</sup> )	fi x li (t/m)	Σ(fi x li) (t/m)	P friction (Rf) (ton)	P bearing (Rt) (ton)	Pu (ton)	Pu Pemancangan (ton)	Pbearing SF = 3,0 (Ra) (ton)	Pbearing SF = 2,0 (Ra) (ton)	P Pull out SF = 3,0 (ton)	P Pull out SF = 2,0 (ton)
0,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	0	0	0,00	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
-1,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	5	4	-1,00	5,00	5,00	5,00	9,42	21,21	30,63	25,92	10,210	15,315	3,142	4,712
-2,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	5	5	-2,00	5,00	5,00	10,00	18,85	25,45	44,30	34,87	14,765	22,148	6,283	9,425
-3,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	5	5	-3,00	5,00	5,00	15,00	28,27	26,30	54,57	40,43	18,190	27,285	9,425	14,137
-4,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	6	6	-4,00	6,00	6,00	21,00	39,58	30,54	70,12	50,33	23,373	35,060	13,195	19,792
-5,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	7	7	-5,00	7,00	7,00	28,00	52,78	35,63	88,40	62,02	29,468	44,202	17,593	26,389
-6,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	8	8	-6,00	8,00	8,00	36,00	67,86	41,56	109,42	75,49	36,674	54,711	22,619	33,929
-7,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	10	10	-7,00	10,00	10,00	46,00	86,71	50,89	137,60	94,25	45,967	68,801	28,903	43,354
-8,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	12	12	-8,00	12,00	12,00	58,00	109,33	62,77	172,10	117,43	57,365	86,048	36,442	54,664
-9,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	16	16	-9,00	12,00	12,00	70,00	131,95	78,89	210,83	144,86	70,277	105,416	43,982	65,973
-10,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	17	17	-10,00	12,00	12,00	82,00	154,57	85,67	240,24	162,95	80,079	120,119	51,522	77,283
-11,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	17	17	-11,00	12,00	12,00	94,00	177,19	86,10	263,28	174,69	87,760	131,641	59,062	88,593
-12,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	16,5	17	-12,00	12,00	12,00	106,00	199,81	83,97	283,78	183,88	94,593	141,890	66,602	99,903
-13,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	16	16	-13,00	3,20	3,20	109,20	205,84	81,85	287,69	287,69	95,897	143,846	68,612	102,919
-14,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	16	16	-14,00	3,20	3,20	112,40	211,87	81,43	293,30	293,30	97,766	146,650	70,623	105,935
-15,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	16	16	-15,00	3,20	3,20	115,60	217,90	81,43	299,33	299,33	99,777	149,665	72,634	108,950
-16,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	16	16	-16,00	3,20	3,20	118,80	223,93	81,43	305,36	305,36	101,788	152,681	74,644	111,966
-17,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	16	17	-17,00	3,20	3,20	122,00	229,96	87,79	317,76	317,76	105,919	158,878	76,655	114,982
-18,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	23,5	23	-18,00	4,70	4,70	126,70	238,82	118,75	357,58	357,58	119,192	178,788	79,608	119,412
-19,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	30	30	-19,00	6,00	6,00	132,70	250,13	150,14	400,27	400,27	133,423	200,135	83,378	125,067
-20,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	33,5	34	-20,00	6,70	6,70	139,40	262,76	170,49	433,26	433,26	144,419	216,629	87,588	131,381
-21,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	37	36	-21,00	7,40	7,40	146,80	276,71	185,34	462,05	462,05	154,017	231,025	92,237	138,356
-22,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	37	37	-22,00	7,40	7,40	154,20	290,66	187,46	478,12	478,12	159,373	239,059	96,887	145,330
-23,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	36	36	-23,00	7,20	7,20	161,40	304,23	184,91	489,15	489,15	163,049	244,573	101,411	152,116
-24,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	37	37	-24,00	7,40	7,40	168,80	318,18	188,31	506,49	506,49	168,829	253,244	106,060	159,090
-25,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	38	38	-25,00	7,60	7,60	176,40	332,51	192,97	525,48	525,48	175,159	262,739	110,835	166,253
-26,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	38,5	39	-26,00	7,70	7,70	184,10	347,02	195,94	542,96	542,96	180,987	271,481	115,673	173,510
-27,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	39	39	-27,00	7,80	7,80	191,90	361,72	197,64	559,36	559,36	186,454	279,680	120,574	180,861
-28,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	38,5	39	-28,00	7,70	7,70	199,60	376,24	195,94	572,18	572,18	190,726	286,089	125,412	188,119
-29,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	38	38	-29,00	7,60	7,60	207,20	390,56	193,82	584,38	584,38	194,794	292,192	130,188	195,281
-30,00	Pasir Berkerikil Berlanau	NC	38	38	-30,00											

◆ Soil Data 1

Depth (m)	Type of Soil	N- Avera ge	Grafik SPT	ti	ti/N
0,00	Lempung Berlanau Berpasir	0			
-1,00	Lempung Berlanau Berpasir	4		1	0,240
-2,00	Lempung Berlanau Berpasir	5		1	0,200
-3,00	Lempung Berlanau Berpasir	5		1	0,194
-4,00	Lempung Berlanau Berpasir	6		1	0,167
-5,00	Lempung Berlanau Berpasir	7		1	0,143
-6,00	Lempung Berlanau Berpasir	8		1	0,122
-7,00	Lempung Berlanau Berpasir	10		1	0,100
-8,00	Lempung Berlanau Berpasir	12		1	0,081
-9,00	Lempung Berlanau Berpasir	16		1	0,065
-10,00	Lempung Berlanau Berpasir	17		1	0,059
-11,00	Lempung Berlanau Berpasir	17		1	0,059
-12,00	Lempung Berlanau Berpasir	17		1	0,061
-13,00	Pasir Berkerikil Berlanau	16		1	0,062
-14,00	Pasir Berkerikil Berlanau	16		1	0,063
-15,00	Pasir Berkerikil Berlanau	16		1	0,063
-16,00	Pasir Berkerikil Berlanau	16		1	0,063
-17,00	Pasir Berkerikil Berlanau	17		1	0,058
-18,00	Pasir Berkerikil Berlanau	23		1	0,043
-19,00	Pasir Berkerikil Berlanau	30		1	0,034
-20,00	Pasir Berkerikil Berlanau	34		1	0,030
-21,00	Pasir Berkerikil Berlanau	36		1	0,030
-22,00	Pasir Berkerikil Berlanau	37		1	0,030
-23,00	Pasir Berkerikil Berlanau	36		1	0,030
-24,00	Pasir Berkerikil Berlanau	37		1	0,030
-25,00	Pasir Berkerikil Berlanau	38		1	0,030
-26,00	Pasir Berkerikil Berlanau	39		1	0,030
-27,00	Pasir Berkerikil Berlanau	39		1	0,030
-28,00	Pasir Berkerikil Berlanau	39		1	0,030
-29,00	Pasir Berkerikil Berlanau	38		1	0,030
-30,00	Pasir Berkerikil Berlanau	38		1	0,030
Σ				30	2,203
N rata-rata				13,618	

◆

Soil Data 1												kx=ky		
Depth  (m)	N	Eo = 28N	D = 0,50m	D = 0,60m	D = 0,80m	D = 0,50m	D = 0,60m	D = 0,80m	D = 0,50m	D = 0,60m	D = 0,80m	D = 0,50m	D = 0,60m	D = 0,80m
			y = 2,50cm											
			k = ko · y <sup>-0,5</sup>											
ko = 0,2 · Eo · D <sup>-0,75</sup>			kx=ky = k · D · dz			kx=ky								
kg/cm2	kg/cm3	kg/cm3	kg/cm3	kg/cm3	kg/cm3	kg/cm3	kg/cm	kg/cm	kg/cm	t/m	t/m	t/m		
0,00	0													
-1,00	4	116,67	1,24	1,08	0,87	0,78	0,68	0,55	3924,18	4107,19	4413,46	392,42	410,72	441,35
-2,00	5	140,00	1,49	1,30	1,05	0,94	0,82	0,66	4709,02	4928,63	5296,15	470,90	492,86	529,62
-3,00	5	144,67	1,54	1,34	1,08	0,97	0,85	0,68	4865,99	5092,91	5472,69	486,60	509,29	547,27
-4,00	6	168,00	1,79	1,56	1,26	1,13	0,99	0,79	5650,82	5914,35	6355,38	565,08	591,44	635,54
-5,00	7	196,00	2,08	1,82	1,47	1,32	1,15	0,93	6592,63	6900,08	7414,61	659,26	690,01	741,46
-6,00	8	228,67	2,43	2,12	1,71	1,54	1,34	1,08	7691,40	8050,09	8650,38	769,14	805,01	865,04
-7,00	10	280,00	2,98	2,60	2,09	1,88	1,64	1,32	9418,04	9857,25	10592,31	941,80	985,73	1059,23
-8,00	12	345,33	3,67	3,20	2,58	2,32	2,03	1,63	11615,58	12157,28	13063,84	1161,56	1215,73	1306,38
-9,00	16	434,00	4,62	4,03	3,24	2,92	2,55	2,05	14597,96	15278,74	16418,07	1459,80	1527,87	1641,81
-10,00	17	471,33	5,01	4,37	3,52	3,17	2,77	2,23	15853,70	16593,04	17830,38	1585,37	1659,30	1783,04
-11,00	17	473,67	5,04	4,39	3,54	3,19	2,78	2,24	15932,18	16675,18	17918,65	1593,22	1667,52	1791,87
-12,00	17	462,00	4,91	4,29	3,45	3,11	2,71	2,18	15539,77	16264,46	17477,30	1553,98	1626,45	1747,73
-13,00	16	450,33	4,79	4,18	3,37	3,03	2,64	2,13	15147,35	15853,75	17035,96	1514,73	1585,37	1703,60
-14,00	16	448,00	4,77	4,16	3,35	3,01	2,63	2,12	15068,86	15771,60	16947,69	1506,89	1577,16	1694,77
-15,00	16	448,00	4,77	4,16	3,35	3,01	2,63	2,12	15068,86	15771,60	16947,69	1506,89	1577,16	1694,77
-16,00	16	448,00	4,77	4,16	3,35	3,01	2,63	2,12	15068,86	15771,60	16947,69	1506,89	1577,16	1694,77
-17,00	17	483,00	5,14	4,48	3,61	3,25	2,83	2,28	16246,12	17003,76	18271,73	1624,61	1700,38	1827,17
-18,00	23	653,33	6,95	6,06	4,88	4,40	3,83	3,09	21975,43	23000,25	24715,38	2197,54	2300,03	2471,54
-19,00	30	826,00	8,79	7,66	6,18	5,56	4,85	3,91	27783,22	29078,89	31247,30	2778,32	2907,89	3124,73
-20,00	34	938,00	9,98	8,70	7,01	6,31	5,50	4,44	31550,43	33021,79	35484,23	3155,04	3302,18	3548,42
-21,00	36	1019,67	10,85	9,46	7,62	6,86	5,98	4,82	34297,36	35896,82	38573,65	3429,74	3589,68	3857,36
-22,00	37	1031,33	10,97	9,57	7,71	6,94	6,05	4,88	34689,78	36307,54	39014,99	3468,98	3630,75	3901,50
-23,00	36	1017,33	10,82	9,44	7,61	6,84	5,97	4,81	34218,88	35814,68	38485,38	3421,89	3581,47	3848,54
-24,00	37	1036,00	11,02	9,61	7,75	6,97	6,08	4,90	34846,75	36471,83	39191,53	3484,67	3647,18	3919,15
-25,00	38	1061,67	11,29	9,85	7,94	7,14	6,23	5,02	35710,07	37375,41	40162,49	3571,01	3737,54	4016,25
-26,00	39	1078,00	11,47	10,00	8,06	7,25	6,33	5,10	36259,45	37950,42	40780,38	3625,95	3795,04	4078,04
-27,00	39	1087,33	11,57	10,09	8,13	7,31	6,38	5,14	36573,39	38278,99	41133,46	3657,34	3827,90	4113,35
-28,00	39	1078,00	11,47	10,00	8,06	7,25	6,33	5,10	36259,45	37950,42	40780,38	3625,95	3795,04	4078,04
-29,00	38	1066,33	11,34	9,89	7,97	7,17	6,26	5,04	35867,04	37539,70	40339,03	3586,70	3753,97	4033,90
-30,00	38	1064,00	11,32	9,87	7,96	7,16	6,24	5,03	35788,55	37457,56	40250,76	3578,86	3745,76	4025,08

◆ Soil data 2

Depth (m)	Type of Soil	Kode Tanah	N-SPT	N-rata2	Grafik SPT	fi (t/m <sup>2</sup> )	fi x li (t/m)	Σ(fi x li) (t/m)	P friction (Rf) (ton)	P bearing (Rt) (ton)	Pu (ton)	Pu Pemancangan (ton)	Pbearing SF = 3,0 (Ra) (ton)	Pbearing SF = 2,0 (Ra) (ton)	P Pull out SF = 3,0 (ton)	P Pull out SF = 2,0 (ton)
0,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	0	0	0,00	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
-1,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	1	1	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,88	4,24	6,13	5,18	2,042	3,063	0,628	0,942
-2,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	1	1	-2,00	1,00	1,00	2,00	3,77	5,94	9,71	7,82	3,236	4,854	1,257	1,885
-3,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	2	2	-3,00	2,00	2,00	4,00	7,54	10,18	17,72	13,95	5,906	8,859	2,513	3,770
-4,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	3	3	-4,00	3,00	3,00	7,00	13,19	15,27	28,46	21,87	9,488	14,231	4,398	6,597
-5,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	4	4	-5,00	4,00	4,00	11,00	20,73	20,36	41,09	30,72	13,697	20,546	6,912	10,367
-6,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	5	5	-6,00	5,00	5,00	16,00	30,16	25,45	55,61	40,53	18,535	27,803	10,053	15,080
-7,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	6	6	-7,00	6,00	6,00	22,00	41,47	30,54	72,01	51,27	24,002	36,003	13,823	20,735
-8,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	7	7	-8,00	7,00	7,00	29,00	54,66	35,63	90,29	62,96	30,096	45,145	18,221	27,332
-9,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	8	8	-9,00	8,00	8,00	37,00	69,74	40,72	110,46	75,59	36,819	55,229	23,248	34,872
-10,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	9	9	-10,00	9,00	9,00	46,00	86,71	46,65	133,36	90,01	44,454	66,680	28,903	43,354
-11,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	11	12	-11,00	11,00	11,00	57,00	107,44	58,53	165,97	112,25	55,323	82,985	35,814	53,721
-12,00	Lempung Berlanau Berpasir	C	16	15	-12,00	12,00	12,00	69,00	130,06	79,04	208,10	143,07	69,366	104,050	43,354	65,031
-13,00	Pasir Berkenkil Berlanau	NC	17	17	-13,00	3,40	3,40	72,40	136,47	86,52	222,99	222,99	74,330	111,495	45,490	68,235
-14,00	Pasir Berkenkil Berlanau	NC	18	18	-14,00	3,60	3,60	76,00	143,26	91,61	234,87	234,87	78,288	117,433	47,752	71,628
-15,00	Pasir Berkenkil Berlanau	NC	19	20	-15,00	3,80	3,80	79,80	150,42	100,94	251,36	251,36	83,786	125,679	50,140	75,210
-16,00	Pasir Berkenkil Berlanau	NC	25	24	-16,00	5,00	5,00	84,80	159,84	122,15	281,99	281,99	93,996	140,995	53,281	79,922
-17,00	Pasir Berkenkil Berlanau	NC	25	25	-17,00	5,00	5,00	89,80	169,27	127,23	296,50	296,50	98,835	148,252	56,423	84,635
-18,00	Pasir Berkenkil Berlanau	NC	25	25	-18,00	5,00	5,00	94,80	178,69	127,66	306,35	306,35	102,117	153,176	59,565	89,347
-19,00	Pasir Berkenkil Berlanau	NC	25,5	25	-19,00	5,10	5,10	99,90	188,31	129,36	317,66	317,66	105,887	158,831	62,769	94,154
-20,00	Pasir Berkenkil Berlanau	NC	25,5	26	-20,00	5,10	5,10	105,00	197,92	130,20	328,12	328,12	109,375	164,062	65,973	98,960
-21,00	Pasir Berkenkil Berlanau	NC	26	26	-21,00	5,20	5,20	110,20	207,72	131,90	339,62	339,62	113,207	169,811	69,241	103,861
-22,00	Pasir Berkenkil Berlanau	NC	26	26	-22,00	5,20	5,20	115,40	217,52	133,17	350,70	350,70	116,899	175,348	72,508	108,762



♦ Soil Data 2

Depth (m)	Type of Soil	N-Average	Grafik SPT	ti	ti/N
0,00	Lempung Berlanau Berpasir	0			
-1,00	Lempung Berlanau Berpasir	1		1	1,200
-2,00	Lempung Berlanau Berpasir	1		1	0,857
-3,00	Lempung Berlanau Berpasir	2		1	0,500
-4,00	Lempung Berlanau Berpasir	3		1	0,333
-5,00	Lempung Berlanau Berpasir	4		1	0,250
-6,00	Lempung Berlanau Berpasir	5		1	0,200
-7,00	Lempung Berlanau Berpasir	6		1	0,167
-8,00	Lempung Berlanau Berpasir	7		1	0,143
-9,00	Lempung Berlanau Berpasir	8		1	0,125
-10,00	Lempung Berlanau Berpasir	9		1	0,109
-11,00	Lempung Berlanau Berpasir	12		1	0,087
-12,00	Lempung Berlanau Berpasir	15		1	0,065
-13,00	Pasir Berkerkil Berlanau	17		1	0,059
-14,00	Pasir Berkerkil Berlanau	18		1	0,056
-15,00	Pasir Berkerkil Berlanau	20		1	0,050
-16,00	Pasir Berkerkil Berlanau	24		1	0,042
-17,00	Pasir Berkerkil Berlanau	25		1	0,040
-18,00	Pasir Berkerkil Berlanau	25		1	0,040
-19,00	Pasir Berkerkil Berlanau	25		1	0,039
-20,00	Pasir Berkerkil Berlanau	26		1	0,039
-21,00	Pasir Berkerkil Berlanau	26		1	0,039
-22,00	Pasir Berkerkil Berlanau	26		1	0,039
-23,00	Pasir Berkerkil Berlanau	27		1	0,039
-24,00	Pasir Berkerkil Berlanau	28		1	0,039
-25,00	Pasir Berkerkil Berlanau	30		1	0,039
-26,00	Pasir Berkerkil Berlanau	32		1	0,039
-27,00	Pasir Berkerkil Berlanau	33		1	0,039
-28,00	Pasir Berkerkil Berlanau	34		1	0,039
-29,00	Pasir Berkerkil Berlanau	36		1	0,039
-30,00	Pasir Berkerkil Berlanau	38	1	0,039	
			Σ	30	4,792
			Nrata-rata	6,261	



# Soil Data 2

												kx=ky		
Depth (m)	N	Eo = 28N	D = 0,50m	D = 0,60m	D = 0,80m	D = 0,50m	D = 0,60m	D = 0,80m	D = 0,50m	D = 0,60m	D = 0,80m	D = 0,50m	D = 0,60m	D = 0,80m
			y = 2,50cm											
			ko = 0,2. Eo.D <sup>-0.75</sup>			k = ko.γ <sup>0.5</sup>			kx=ky= k D. dz			kx=ky		
		kg/cm2	kg/cm3	kg/cm3	kg/cm3	kg/cm3	kg/cm3	kg/cm3	kg/cm	kg/cm	kg/cm	t/m	t/m	t/m
0,00	0													
-1,00	1	23,33	0,25	0,22	0,17	0,16	0,14	0,11	784,84	821,44	882,69	78,48	82,14	88,27
-2,00	1	32,67	0,35	0,30	0,24	0,22	0,19	0,15	1098,77	1150,01	1235,77	109,88	115,00	123,58
-3,00	2	56,00	0,60	0,52	0,42	0,38	0,33	0,26	1883,61	1971,45	2118,46	188,36	197,15	211,85
-4,00	3	84,00	0,89	0,78	0,63	0,57	0,49	0,40	2825,41	2957,18	3177,69	282,54	295,72	317,77
-5,00	4	112,00	1,19	1,04	0,84	0,75	0,66	0,53	3767,22	3942,90	4236,92	376,72	394,29	423,69
-6,00	5	140,00	1,49	1,30	1,05	0,94	0,82	0,66	4709,02	4928,63	5296,15	470,90	492,86	529,62
-7,00	6	168,00	1,79	1,56	1,26	1,13	0,99	0,79	5650,82	5914,35	6355,38	565,08	591,44	635,54
-8,00	7	196,00	2,08	1,82	1,47	1,32	1,15	0,93	6592,63	6900,08	7414,61	659,26	690,01	741,46
-9,00	8	224,00	2,38	2,08	1,67	1,51	1,31	1,06	7534,43	7885,80	8473,84	753,44	788,58	847,38
-10,00	9	256,67	2,73	2,38	1,92	1,73	1,51	1,21	8633,20	9035,81	9709,61	863,32	903,58	970,96
-11,00	12	322,00	3,42	2,99	2,41	2,17	1,89	1,52	10830,75	11335,84	12181,15	1083,07	1133,58	1218,12
-12,00	15	429,33	4,57	3,98	3,21	2,89	2,52	2,03	14440,99	15114,45	16241,54	1444,10	1511,45	1624,15
-13,00	17	476,00	5,06	4,42	3,56	3,20	2,79	2,25	16010,67	16757,33	18006,92	1601,07	1675,73	1800,69
-14,00	18	504,00	5,36	4,68	3,77	3,39	2,96	2,38	16952,47	17743,05	19066,15	1695,25	1774,31	1906,62
-15,00	20	555,33	5,91	5,15	4,15	3,74	3,26	2,63	18679,11	19550,22	21008,07	1867,91	1955,02	2100,81
-16,00	24	672,00	7,15	6,23	5,02	4,52	3,94	3,18	22603,30	23657,40	25421,53	2260,33	2365,74	2542,15
-17,00	25	700,00	7,45	6,49	5,23	4,71	4,11	3,31	23545,10	24643,13	26480,77	2354,51	2464,31	2648,08
-18,00	25	702,33	7,47	6,52	5,25	4,72	4,12	3,32	23623,58	24725,27	26569,03	2362,36	2472,53	2656,90
-19,00	25	711,67	7,57	6,60	5,32	4,79	4,18	3,37	23937,52	25053,85	26922,11	2393,75	2505,38	2692,21
-20,00	26	716,33	7,62	6,65	5,36	4,82	4,20	3,39	24094,49	25218,13	27098,65	2409,45	2521,81	2709,86
-21,00	26	725,67	7,72	6,73	5,43	4,88	4,26	3,43	24408,42	25546,71	27451,73	2440,84	2554,67	2745,17
-22,00	26	732,67	7,79	6,80	5,48	4,93	4,30	3,46	24643,87	25793,14	27716,53	2464,39	2579,31	2771,65
-23,00	27	756,00	8,04	7,01	5,65	5,09	4,44	3,57	25428,71	26614,58	28599,23	2542,87	2661,46	2859,92
-24,00	28	784,00	8,34	7,27	5,86	5,27	4,60	3,71	26370,51	27600,30	29658,46	2637,05	2760,03	2965,85
-25,00	30	826,00	8,79	7,66	6,18	5,56	4,85	3,91	27783,22	29078,89	31247,30	2778,32	2907,89	3124,73
-26,00	32	905,33	9,63	8,40	6,77	6,09	5,31	4,28	30451,66	31871,78	34248,46	3045,17	3187,18	3424,85
-27,00	33	928,67	9,88	8,62	6,94	6,25	5,45	4,39	31236,50	32693,22	35131,15	3123,65	3269,32	3513,11
-28,00	34	952,00	10,13	8,83	7,12	6,40	5,59	4,50	32021,34	33514,65	36013,84	3202,13	3351,47	3601,38
-29,00	36	994,00	10,57	9,22	7,43	6,69	5,83	4,70	33434,04	34993,24	37602,69	3343,40	3499,32	3760,27
-30,00	38	1064,00	11,32	9,87	7,96	7,16	6,24	5,03	35788,55	37457,56	40250,76	3578,86	3745,76	4025,08

NO LEMBAR	DAFTAR GAMBAR
01	DAFTAR GAMBAR
02	SITE PLAN PERENCANAAN JEMBATAN PILE SLAB
03	TAMPAK ATAS JEMBATAN PILE SLAB LONG SECTION JEMBATAN STA 7+541.360 s/d 7+541.360
04	DENAH JEMBATAN PILE SLAB LONG SECTION JEMBATAN
05	CROSS SECTION STA 7+541.360
06	DETAIL PIER HEAD A DAN B
07	DETAIL PIER HEAD DELETASI
08	DETAIL PIER HEAD TENGAH
09	DETAIL PIER HEAD TENGAH
10	DETAIL PIER HEAD DELETASI
11	DETAIL PENULANGAN PARAPET
12	DETAIL SPUN PILE TEGAK &MIRING
13	DETAIL TULANGAN SLAB LANTAI
14	DENAH ABUTMENT A1
15	DENAH ABUTMENT A2
16	DETAIL PENULANGAN ABUTMNET A1
17	DETAIL PENULANGAN ABUTMNET A2

DAFTAR GAMBAR

SKALA NTS

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN–LEGUNDI–BUNDER–MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR	SKALA
DAFTAR GAMBAR	NTS

DOKUMEN GAMBAR KERJA	KODE	NO. LBR
TGL. 10 JULI 2018		01

HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADOPSI, MENGANDAKAN TANPA IZIN TERTULIS.



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

SKALA

SITE PLAN  
PERENCANAAN  
JEMBATAN PILE SLAB

1:1000

DOKUMEN  
GAMBAR KERJA

KODE

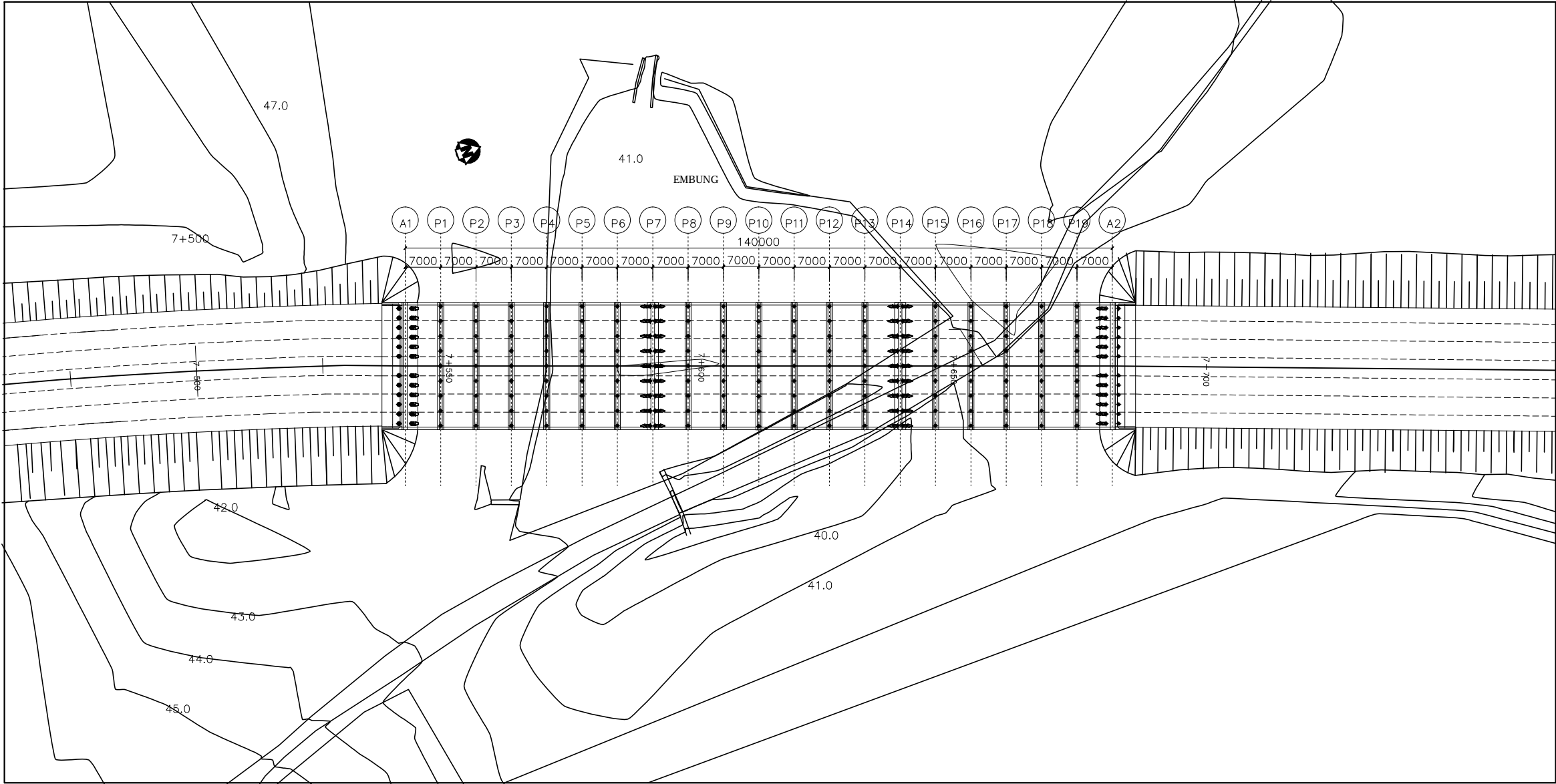
NO. LBR

STR

02

TGL. 10 JULI 2018

HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK  
MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADAPSI, MENGANDAKAN TANPA  
IZIN TERTULIS.



SITE PLAN PERENCANAAN JEMBATAN PILE SLAB

SKALA 1:1000



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

SKALA

LONG SECTION  
JEMBATAN  
&  
TAMPAK ATAS  
JEMBATAN PILE SLAB

1: 500

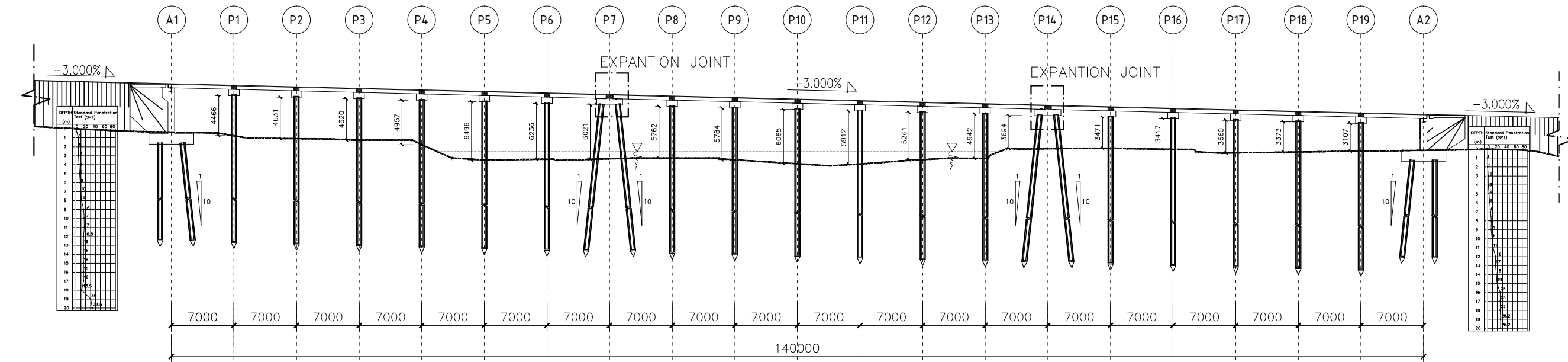
DOKUMEN  
GAMBAR KERJA

KODE NO. LBR

STR 03

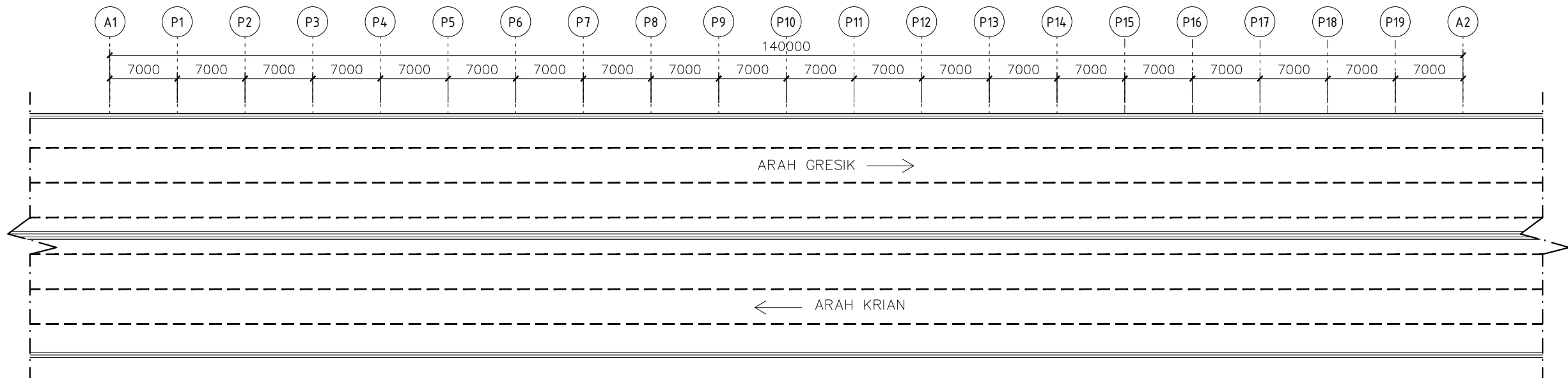
TGL. 10 JULI 2018

HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK  
MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADAPSI, MENGGANDAKAN TANPA  
IZIN TERTULIS.



NO. ABUTMENT/PIER	A1	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	A2
FINISHED GRADE (m)	49.293	49.121	48.950	48.779	48.607	48.435	48.263	48.092	47.921	47.750	47.579	47.406	47.245	47.063	46.893	46.720	46.55	46.377	46.205	46.036	45.864
ELEV. TANAH ASLI (m)	43.873	43.473	43.147	42.989	42.508	40.769	40.858	40.901	40.989	40.795	40.343	40.324	40.803	40.953	42.028	42.079	41.962	41.547	41.661	41.757	41.851
STA.	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360	7+541.360

LONG SECTION JEMBATAN STA 7+541.360 s/d 7+541.360  
SKALA 1: 500



TAMPAK ATAS JEMBATAN PILE SLAB  
SKALA 1: 500



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH JEMBATAN  
PILE SLAB  
&  
LONG SECTION  
JEMBATAN

1:500

DOKUMEN  
GAMBAR KERJA

KODE

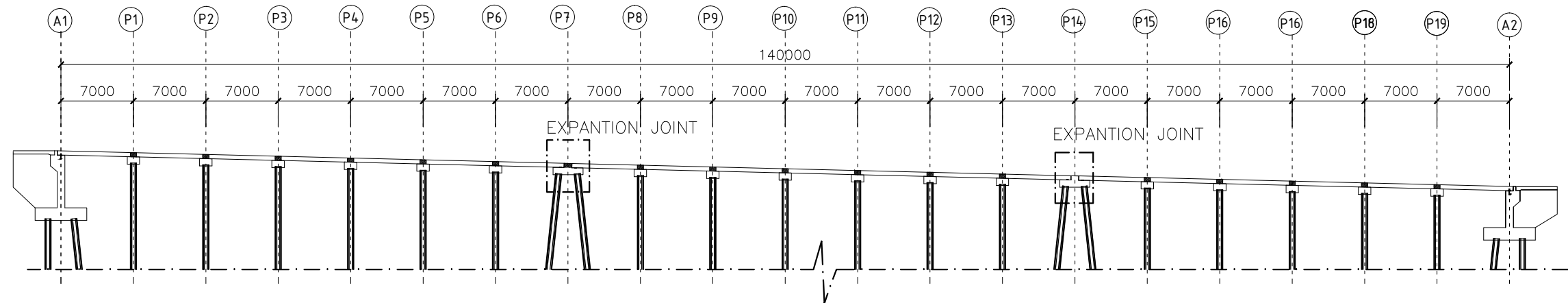
NO. LBR

STR

04

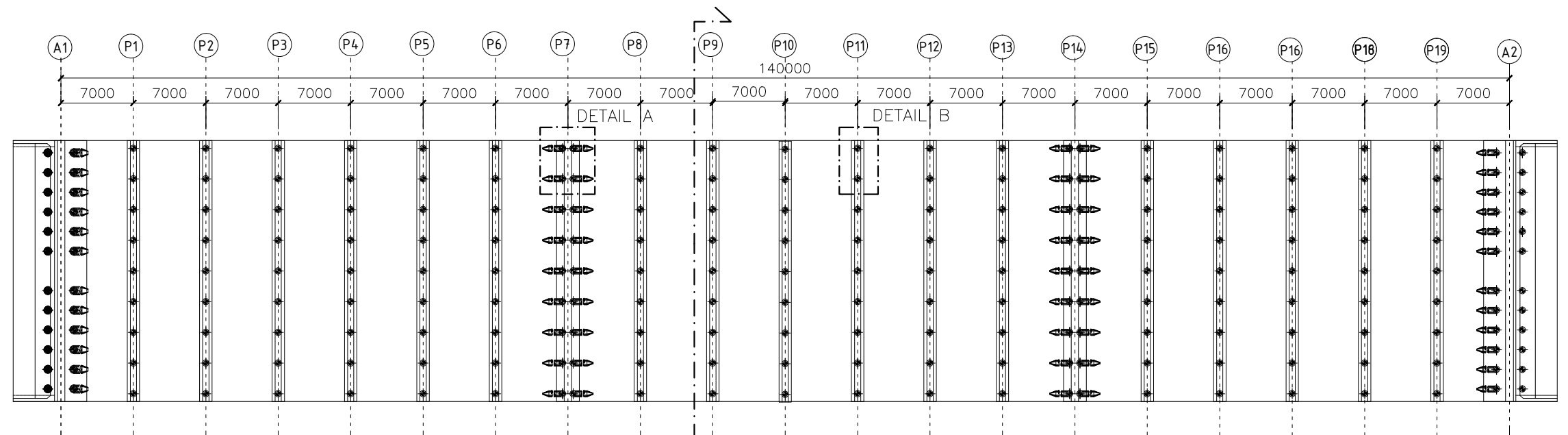
TGL. 10 JULI 2018

HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK  
MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADOPSI, MENGGANDAKAN TANPA  
IZIN TERTULIS.



LONG SECTION JEMBATAN

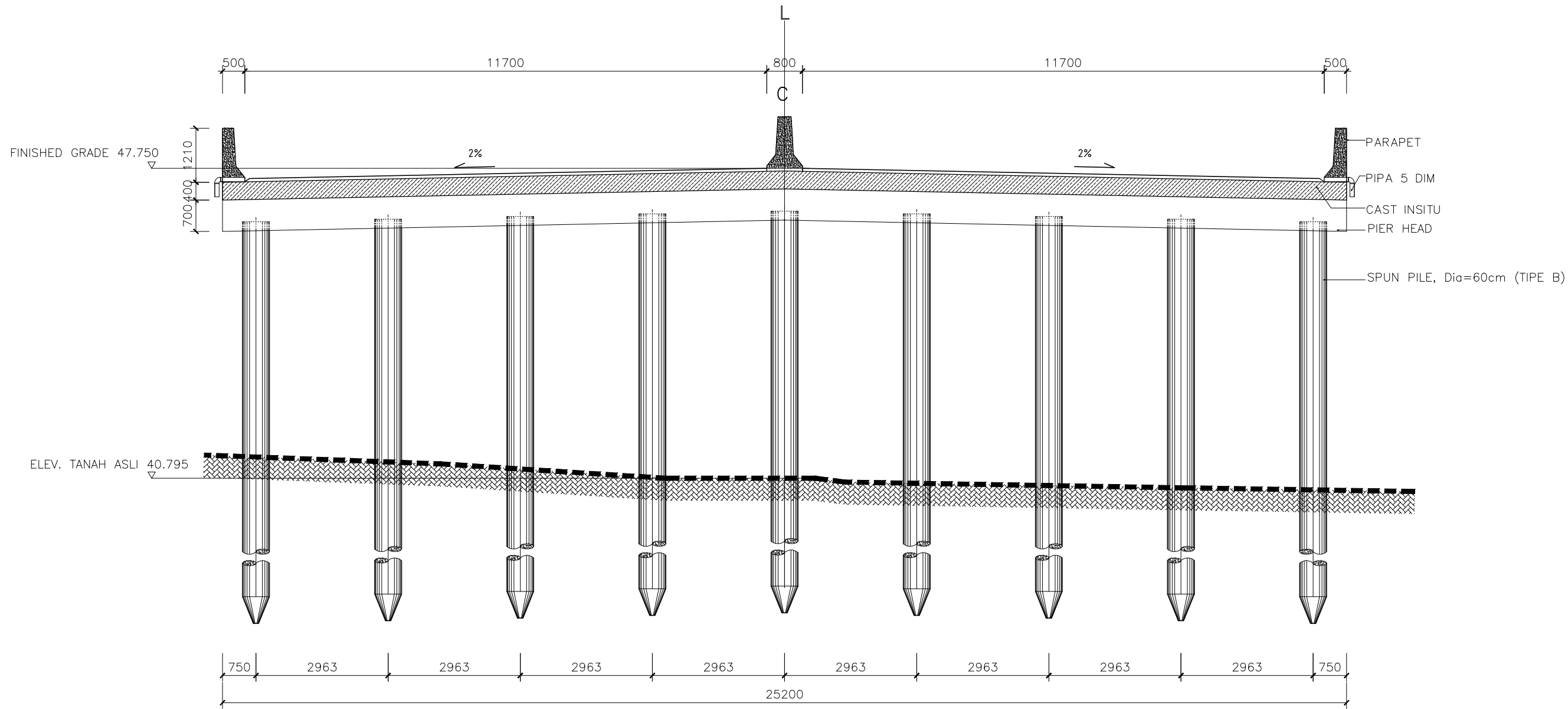
SKALA 1:500



CROSS SECTIONTA 7+541.360

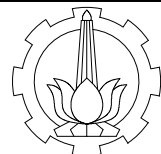
DENAH JEMBATAN PILE SLAB

SKALA 1:500



CROSS SECTION PADA MAIN ROAD STA 7+541.360

SKALA 1:100



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

SKALA

CROSS SECTION  
STA 7+541.360

1:100

DOKUMEN  
GAMBAR KERJA

KODE

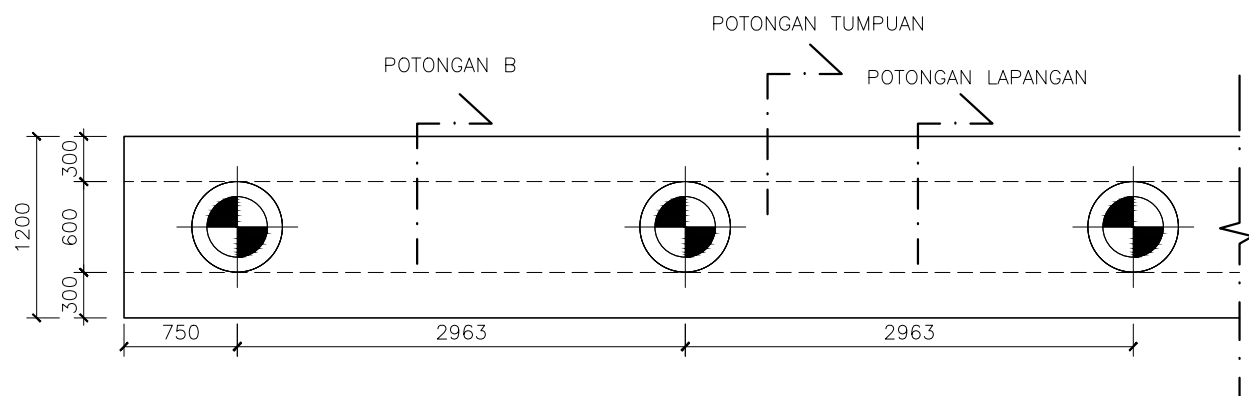
NO. LBR

STR

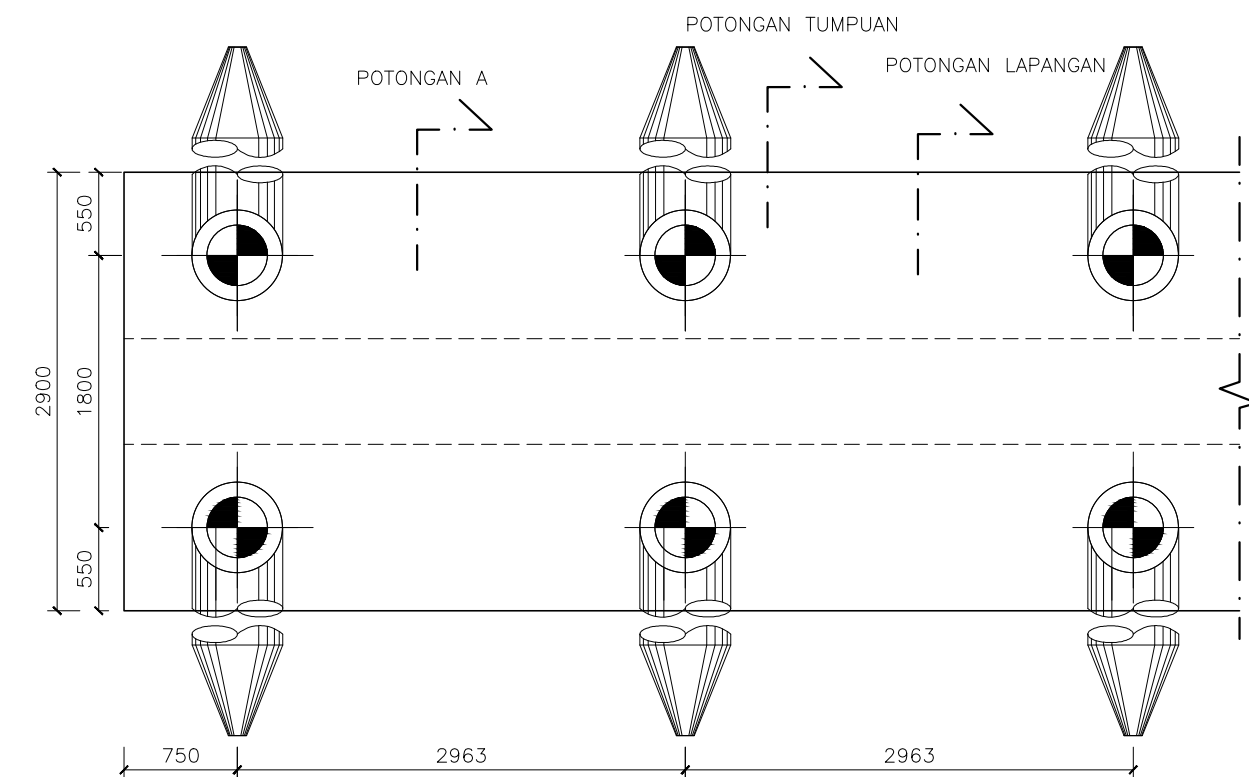
05

TGL. 10 JULI 2018

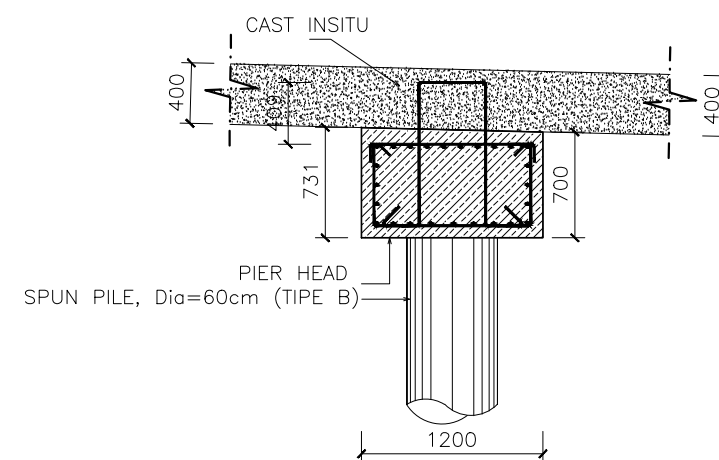
HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK  
MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADAPSI, MENGGANDAKAN TANPA  
IZIN TERTULIS.



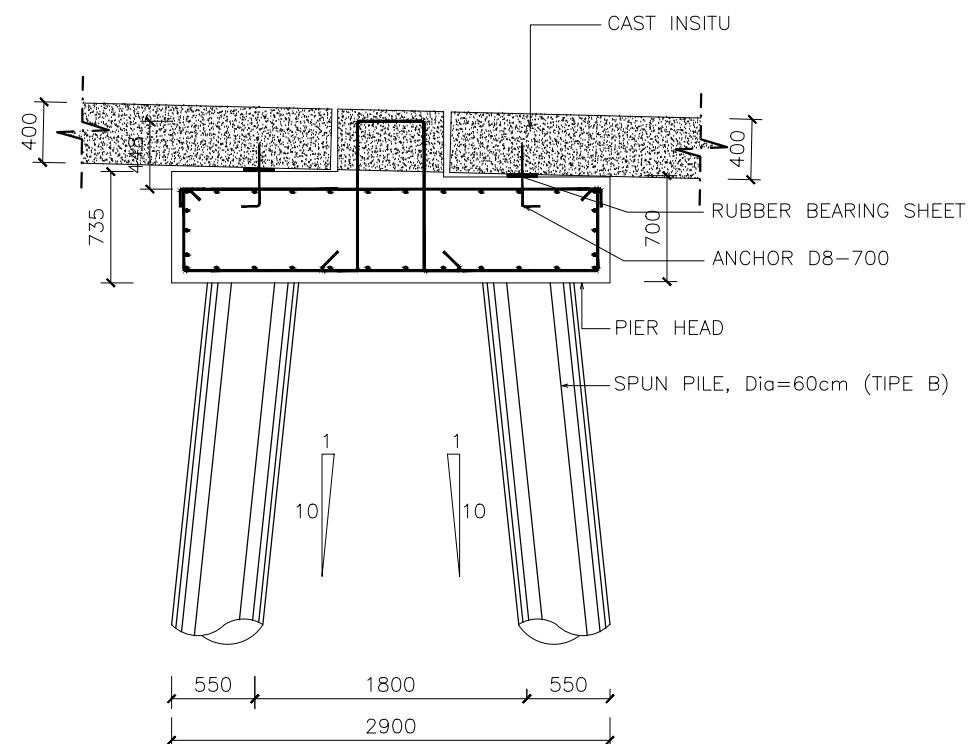
DETAIL B  
SKALA 1:50



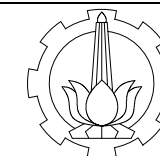
DETAIL A  
SKALA 1:50



POTONGAN A  
SKALA 1:50



POTONGAN A  
SKALA 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN	REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL PIER  
HEAD A DAN B

1:50

DOKUMEN  
GAMBAR KERJA

KODE

NO. LBR

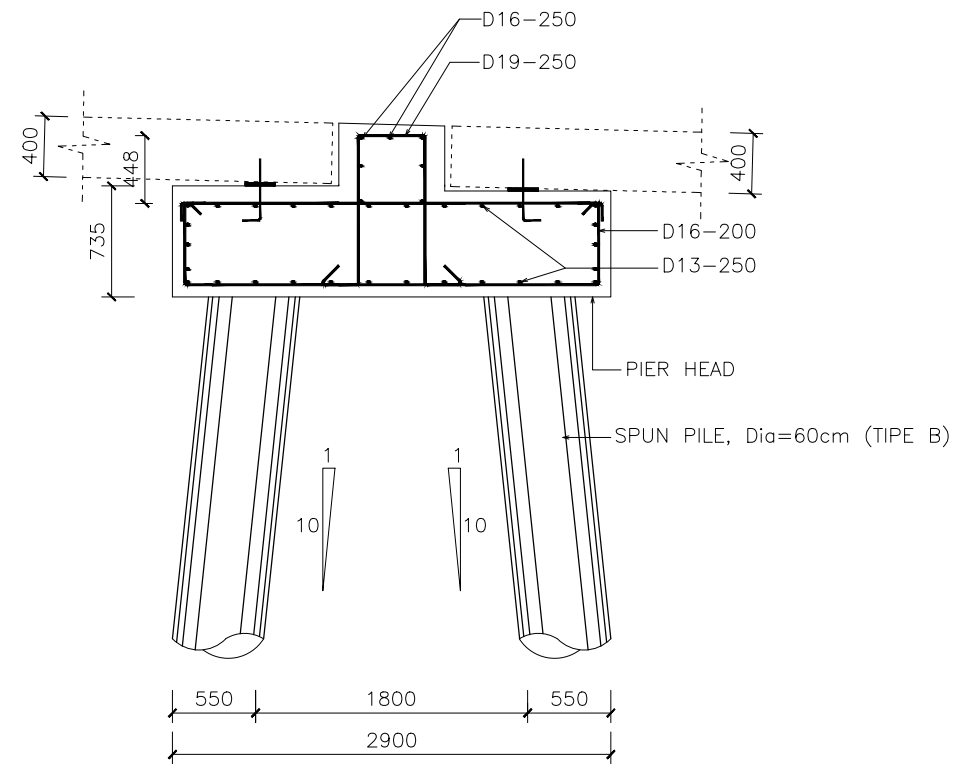
STR

06

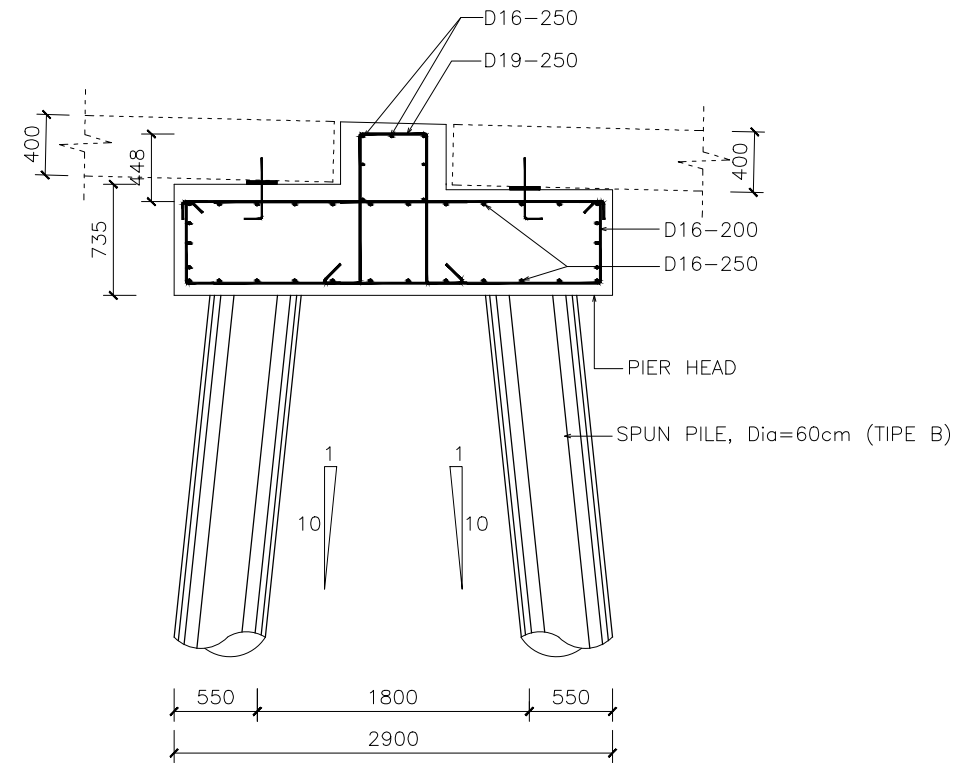
TGL. 10 JULI 2018

HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK  
MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADOPSII, MENGGANDAKAN TANPA  
IZIN TERTULIS.

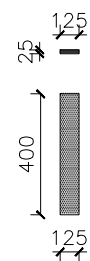




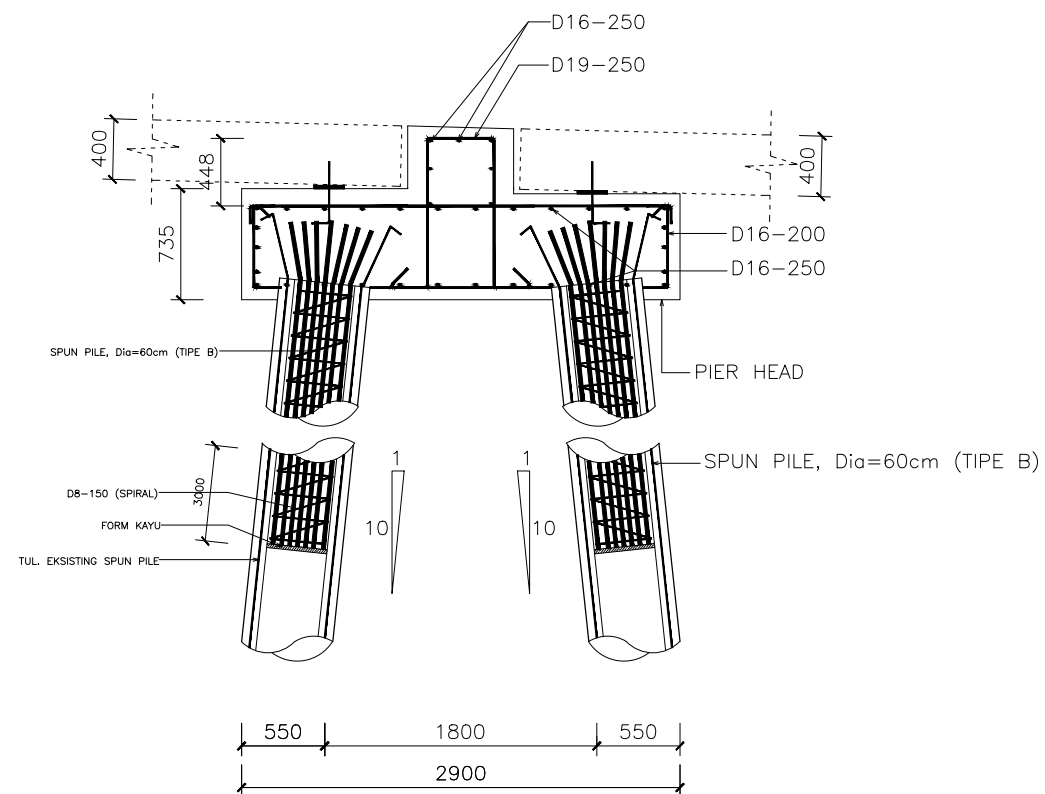
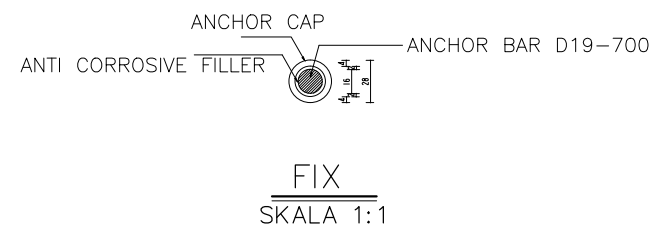
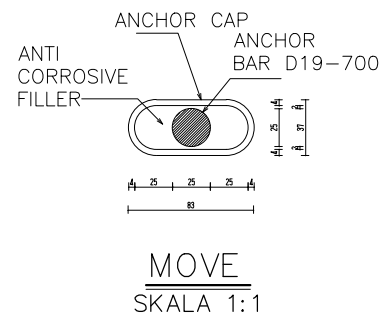
DETAIL TULANGAN LAPANGAN  
SKALA 1: 50



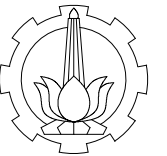
DETAIL TULANGAN TUMPUAN  
SKALA 1: 50



DETAIL RUBBER 400X125X25  
SKALA 1: 50



DETAIL TULANGAN TUMPUAN  
SKALA 1: 50



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

DETAIL PIER  
HEAD DELETASI

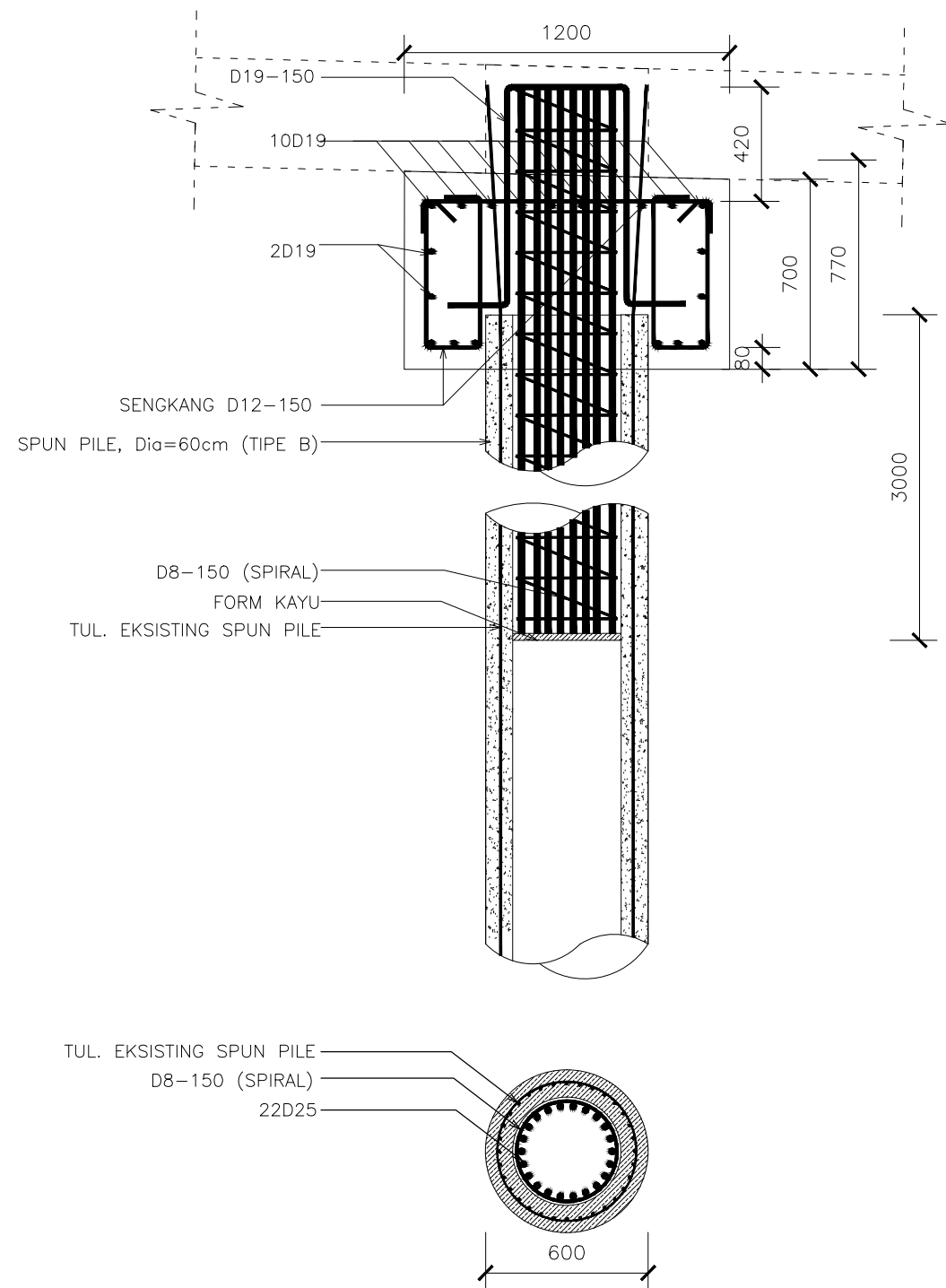
SKALA

1:50

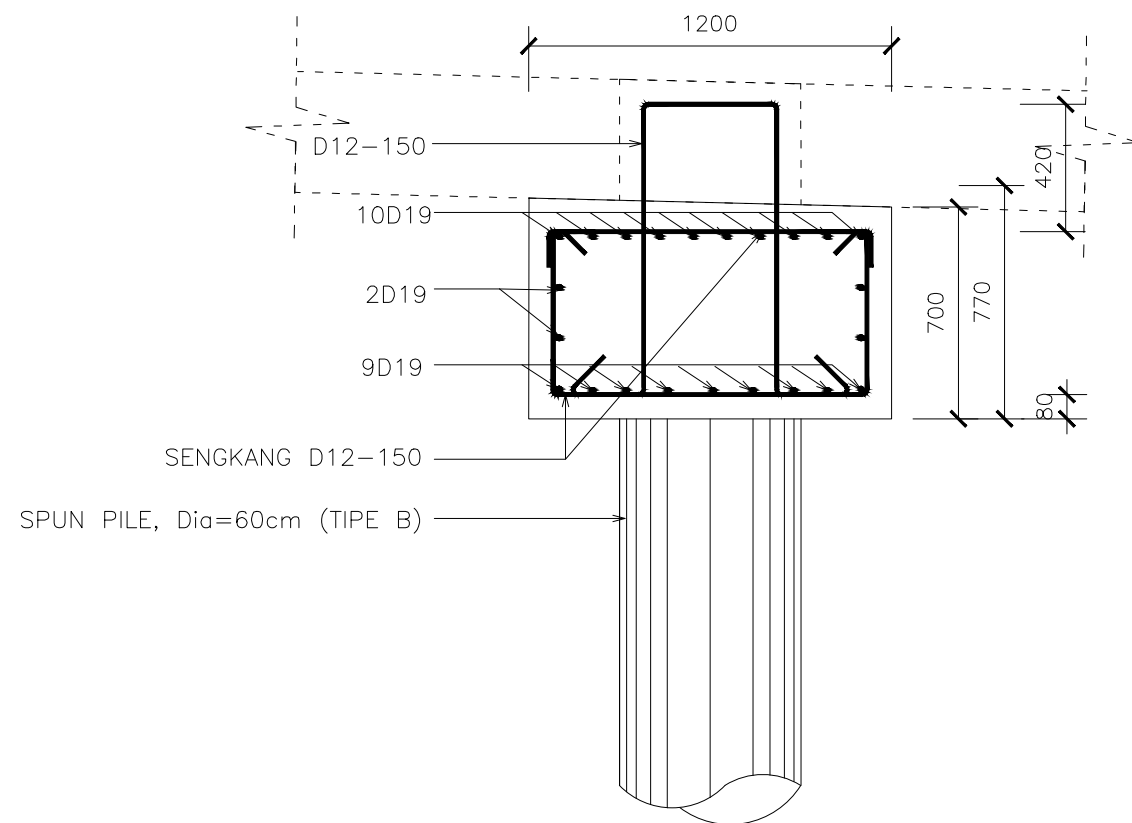
DOKUMEN	KODE	NO. LBR
GAMBAR KERJA	STR	07

TGL. 10 JULI 2018

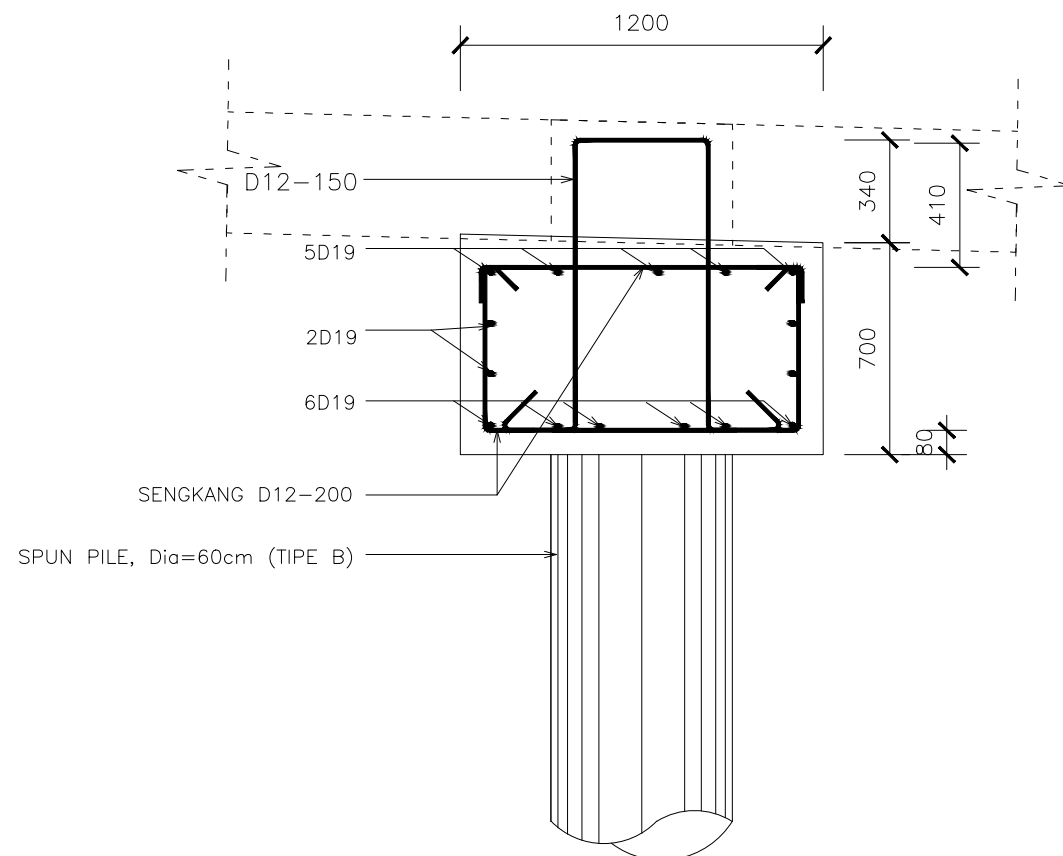
HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK  
MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADOPSI, MENGGANDAKAN TANPA  
IZIN TERTULIS.



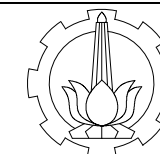
DETAIL PIER HEAD TUMPUAN  
SKALA 1: 25



DETAIL PIER HEAD TUMPUAN  
SKALA 1: 25



DETAIL PIER HEAD LAPANGAN  
SKALA 1: 25



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN	REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL  
PIER HEAD TENGAH

1: 25

DOKUMEN  
GAMBAR KERJA

KODE

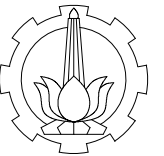
NO. LBR

STR

08

TGL. 10 JULI 2018

HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK  
MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADAPSI, MENGGANDAKAN TANPA  
IZIN TERTULIS.



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL PIER HEAD  
TENGAH

1:50

DOKUMEN  
GAMBAR KERJA

KODE

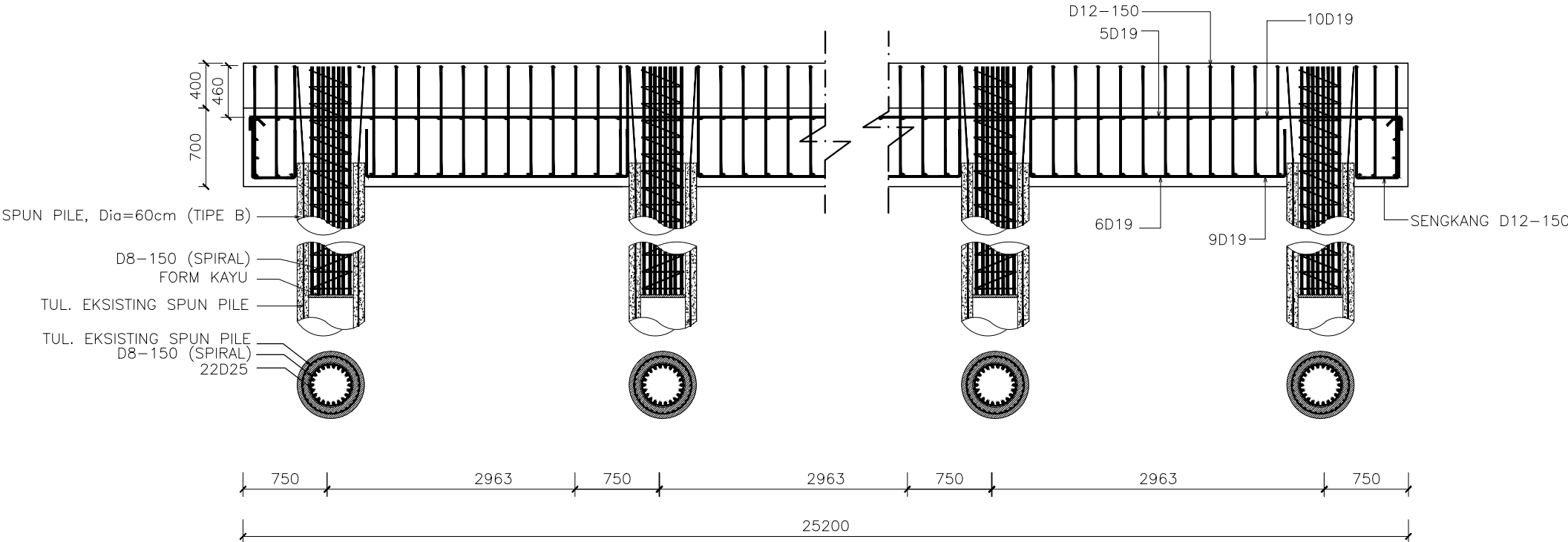
NO. LBR

STR

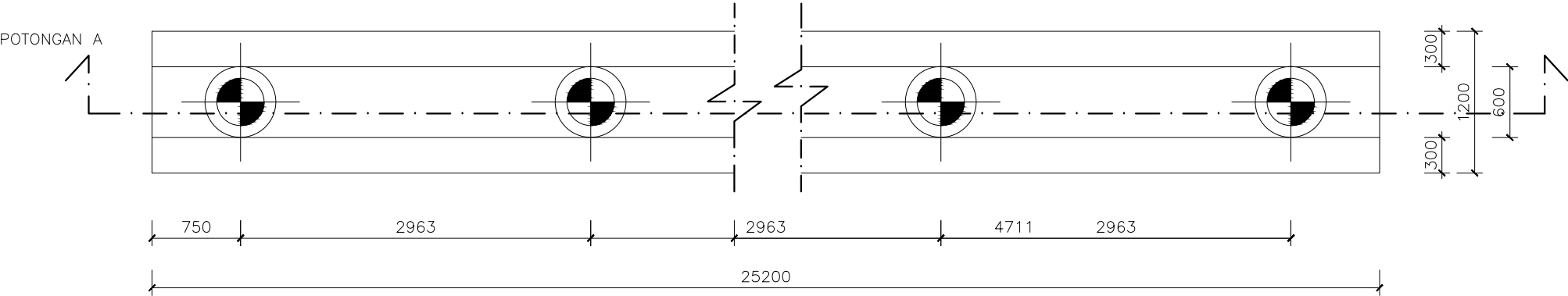
09

TGL. 10 JULI 2018

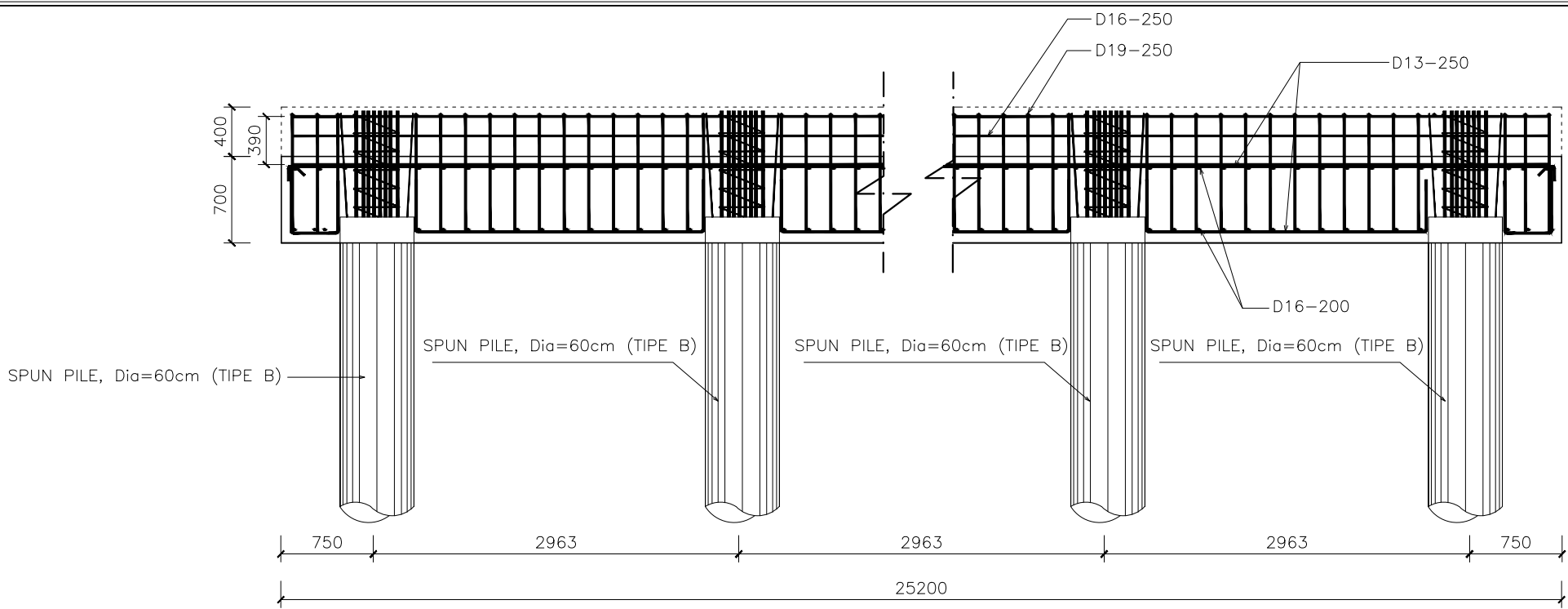
HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK  
MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADAPSI, MENGGANDAKAN TANPA  
IZIN TERTULIS.



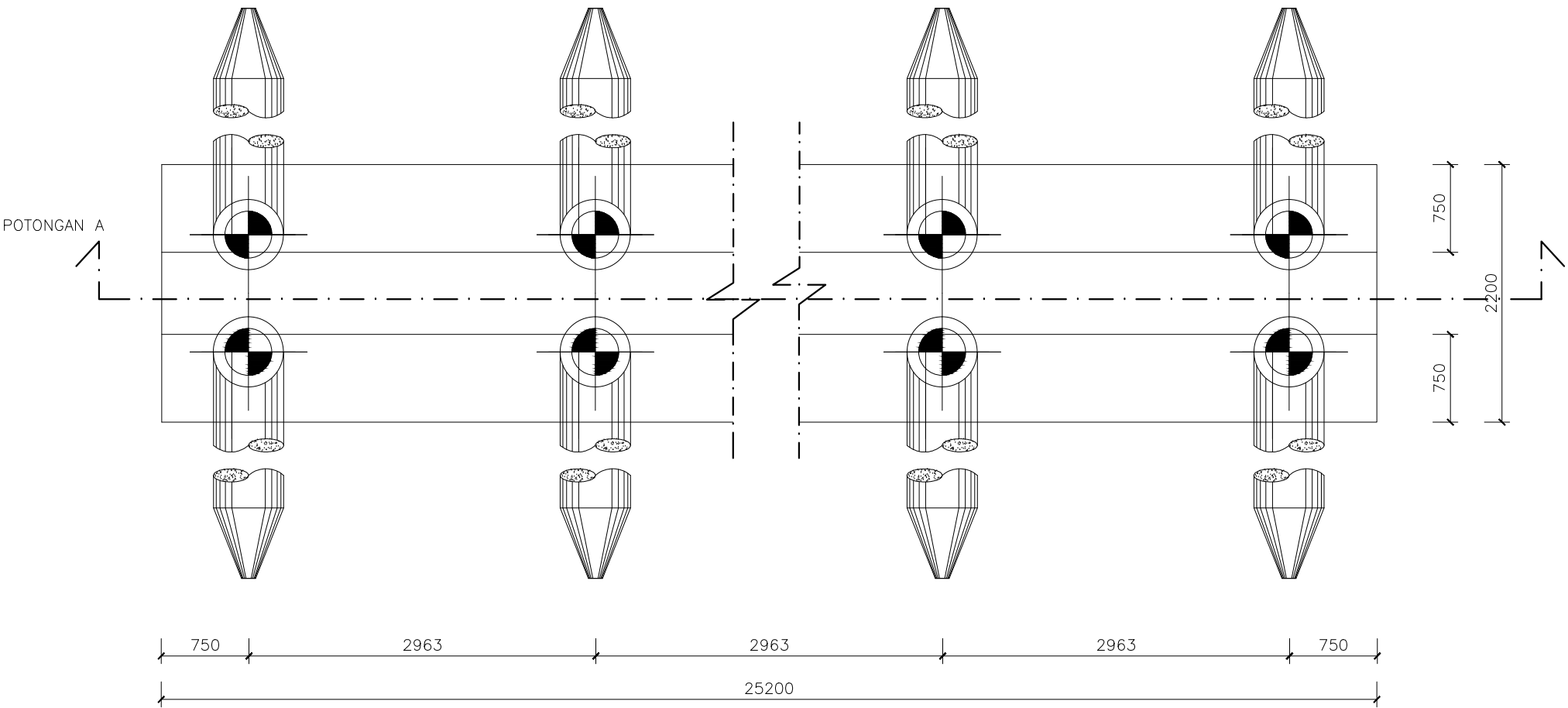
POTONGAN A DETAIL PIER HEAD  
SKALA 1: 50



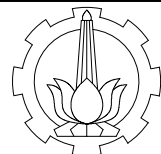
DETAIL PIER HEAD  
SKALA 1: 50



POTONGAN A DETAIL PIER HEAD  
SKALA 1:50



DETAIL PIER HEAD DELETASI 2  
SKALA 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL PIER HEAD  
DELETASI

1:50

DOKUMEN  
GAMBAR KERJA

KODE

STR

NO. LBR

10

TGL. 10 JULI 2018

HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK  
MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADAPSI, MENGGANDAKAN TANPA  
IZIN TERTULIS.



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL PENULANGAN  
PARAPET

1:25

DOKUMEN  
GAMBAR KERJA

KODE

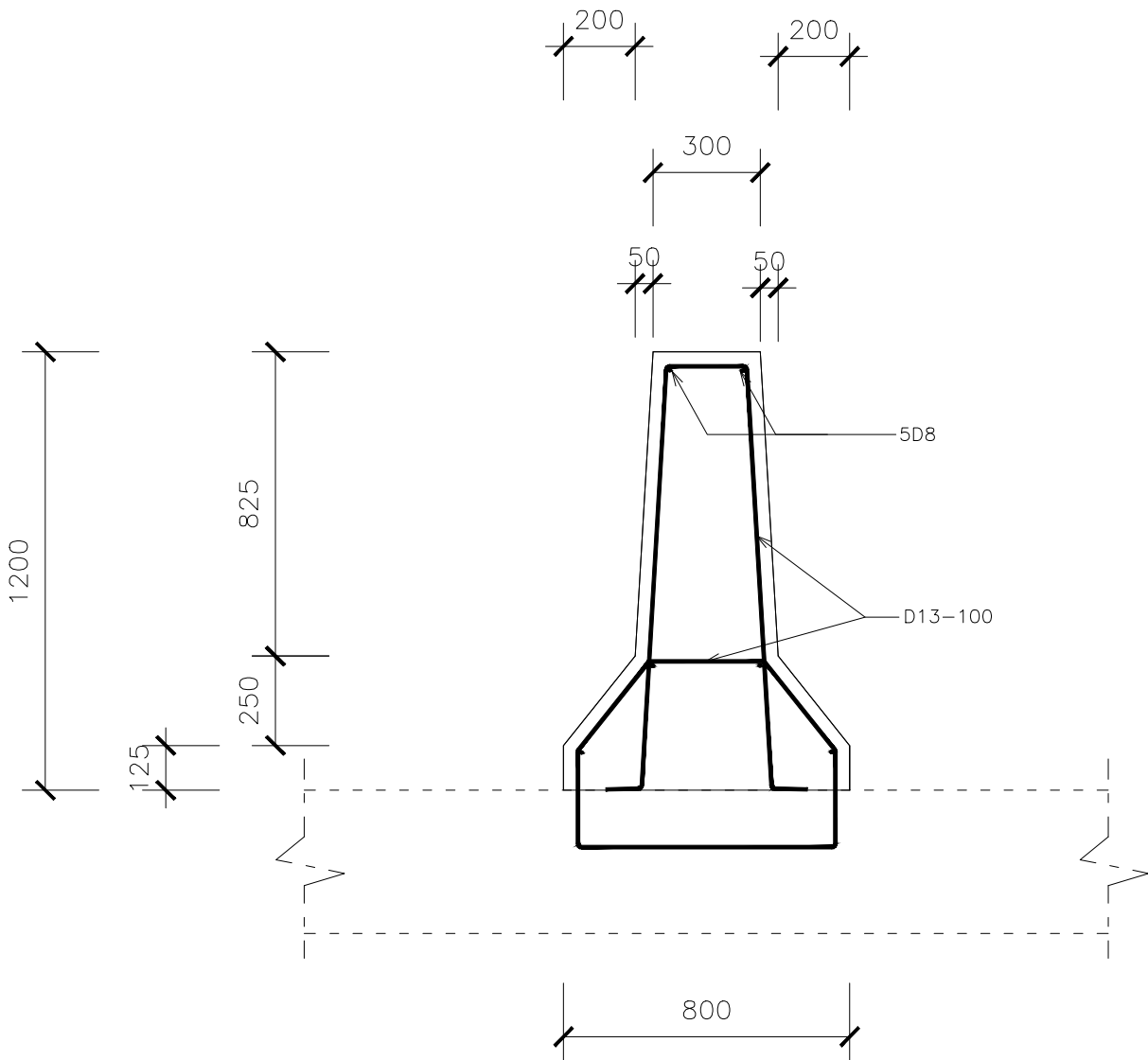
NO. LBR

STR

11

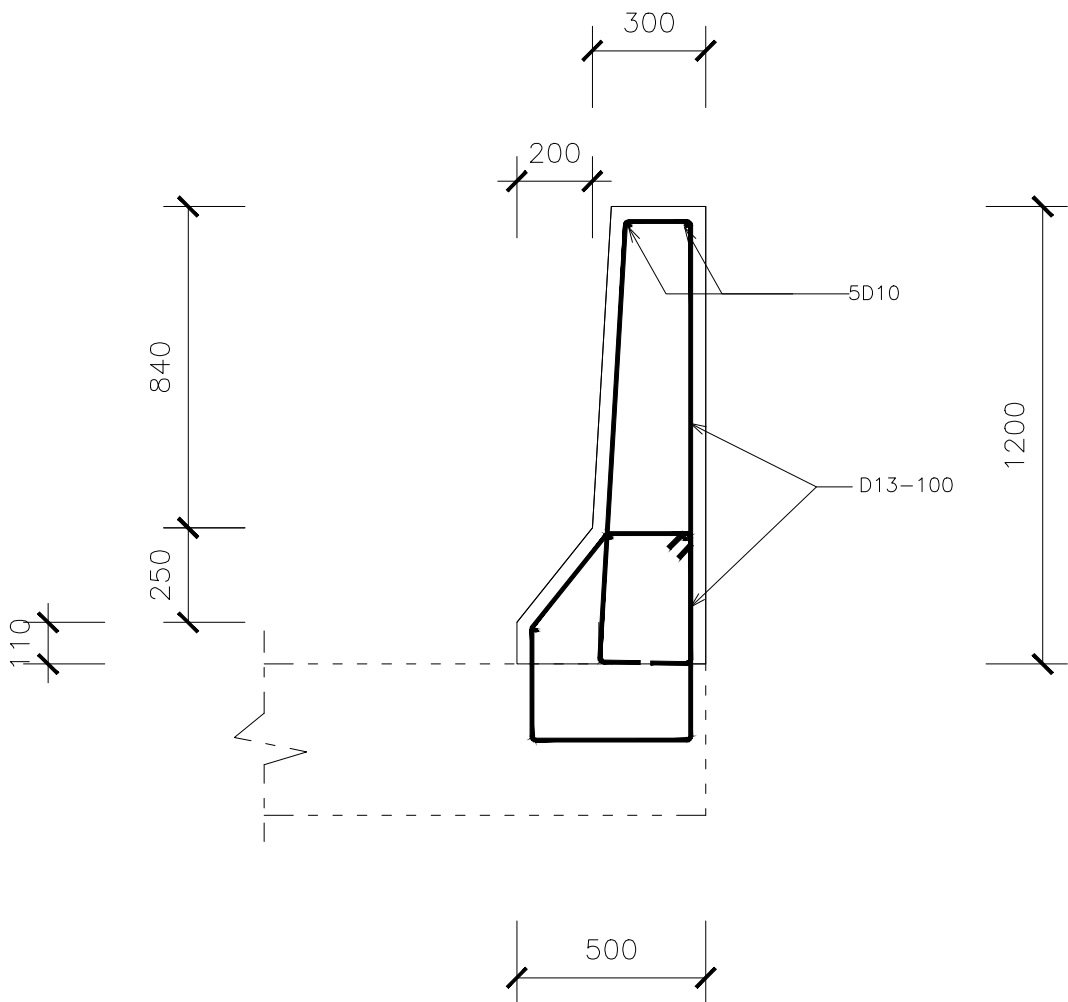
TGL. 10 JULI 2018

HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK  
MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADOPSI, MENGGANDAKAN TANPA  
IZIN TERTULIS.



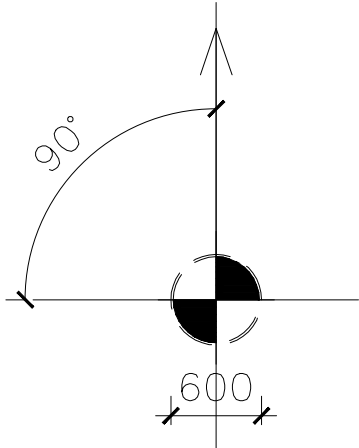
DETAIL PENULANGAN PARAPET TENGAH

SKALA 1:25

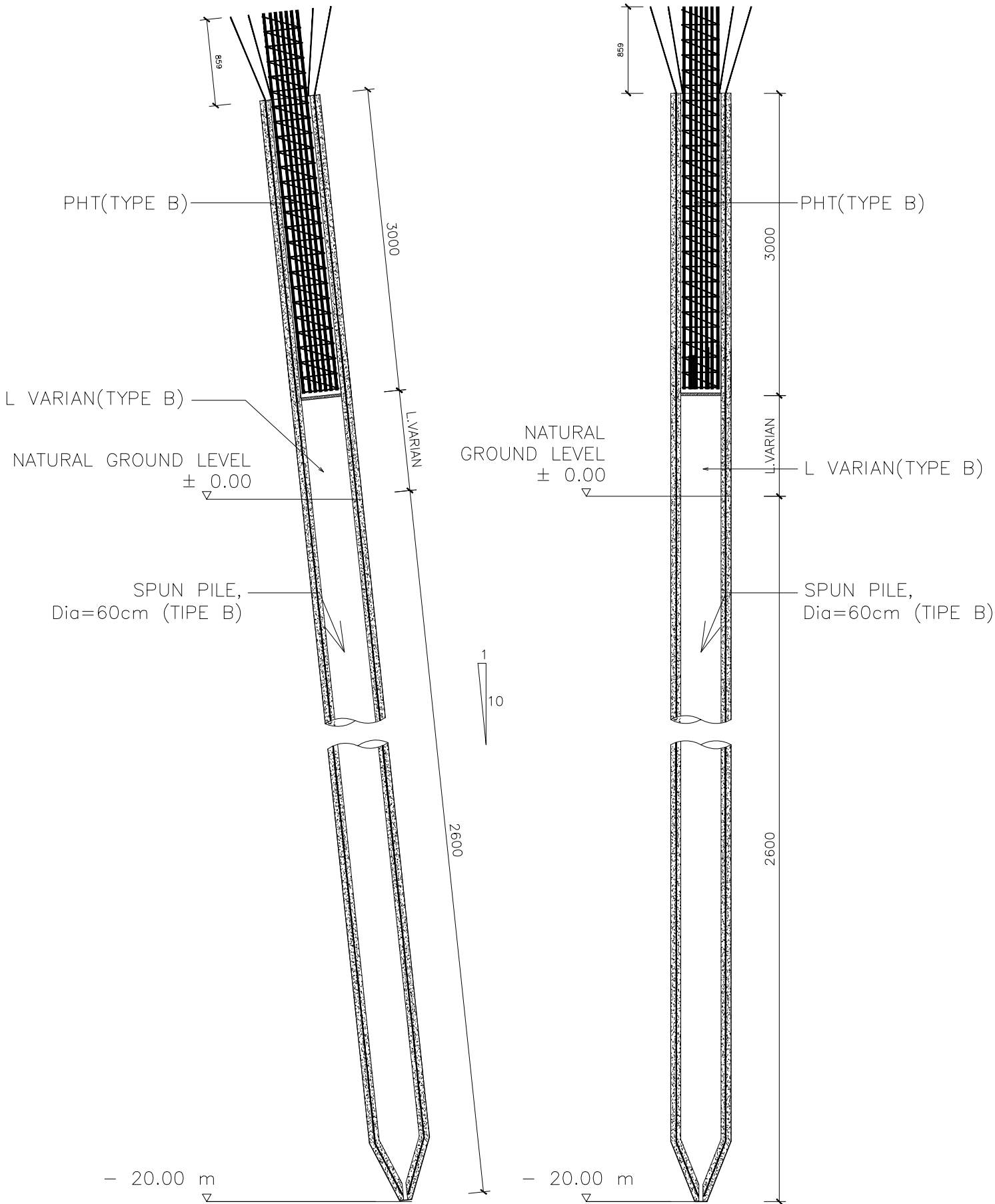


DETAIL PENULANGAN PARAPET PINGGIR

SKALA 1:25

TIPE TIANG PANCANG	SPPT1	SPPT2
	STEEL PIPE PILE Ø600 mm	STEEL PIPE PILE Ø600 mm
LOKASI	TRESTLE	TRESTLE
GAMBAR		
TEBAL	10 mm	10 mm
KEMIRINGAN	—	1:10
PANJANG	12 m	12 m

DETAIL SPUN PILE  
SKALA 1:50



DETAIL SPUN PILE TEGAK &MIRING  
SKALA 1:50



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL SPUN PILE  
TEGAK &MIRING

1:50

DOKUMEN  
GAMBAR KERJA

KODE

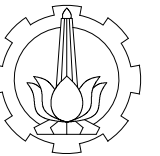
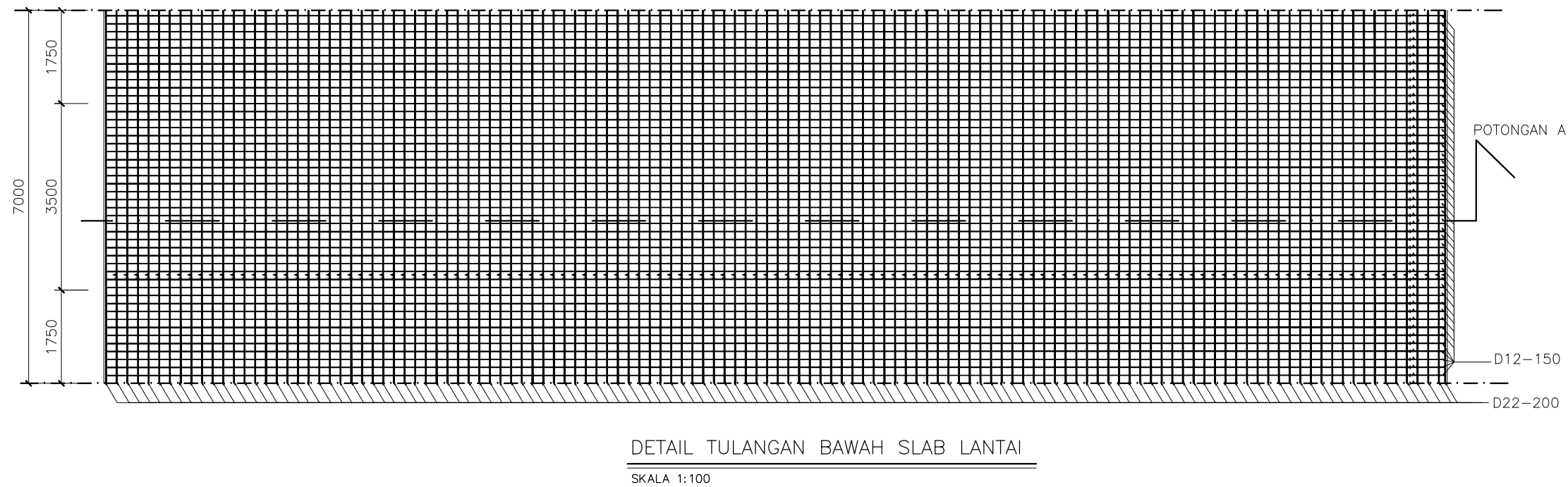
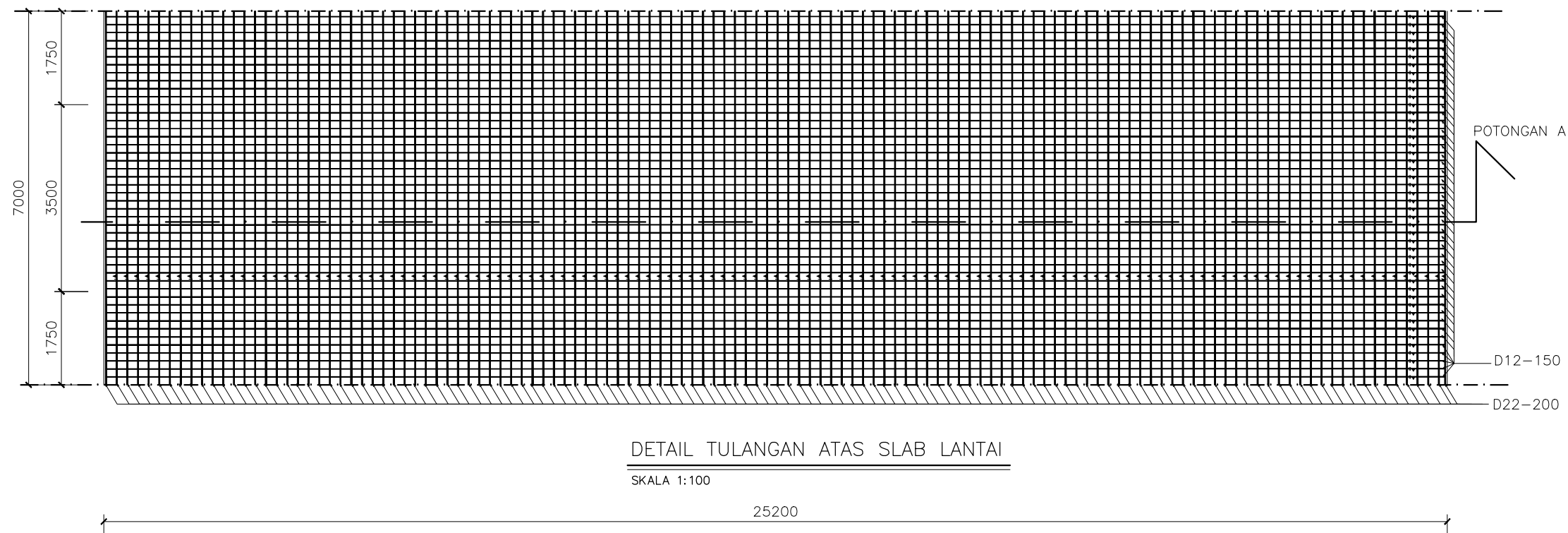
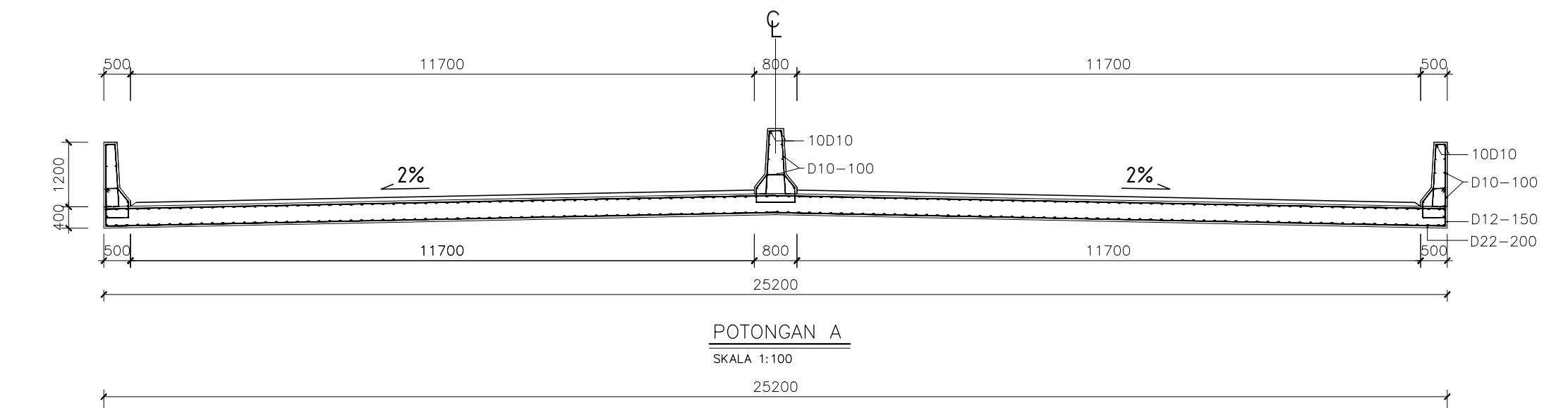
NO. LBR

STR

12

TGL. 10 JULI 2018

HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK  
MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADOPSI, MENGGANDAKAN TANPA  
IZIN TERTULIS.



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa  
  
MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa  
  
GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

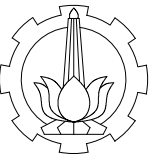
SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR	SKALA
DETAIL TULANGAN SLAB LANTAI	1:100

DOKUMEN GAMBAR KERJA	KODE	NO. LBR
TGL. 10 JULI 2018	STR	13

HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK  
MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADOPSII, MENGANDAKAN TANPA  
IZIN TERTULIS.



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

SKALA

DENAH  
ABUTMENT A1

1:100

DOKUMEN  
GAMBAR KERJA

KODE

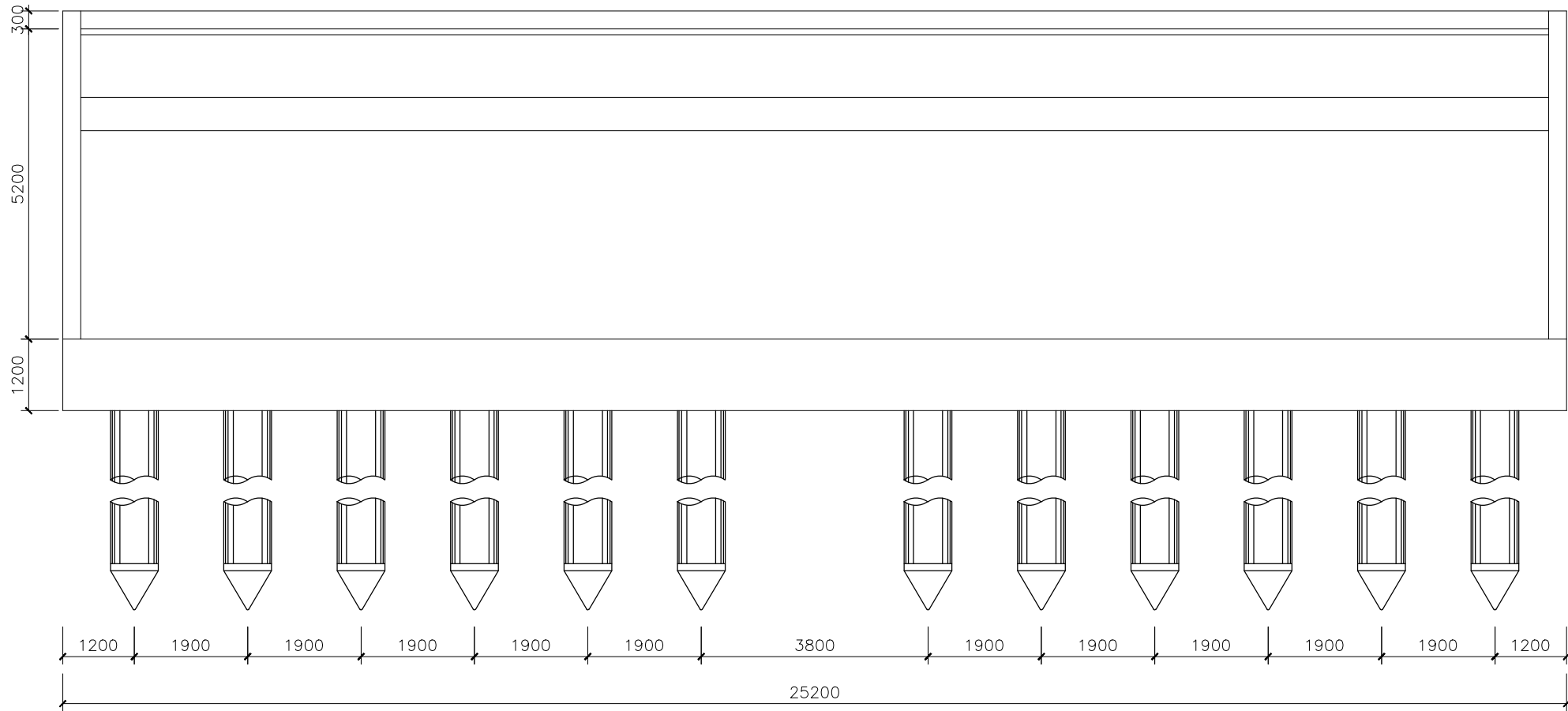
NO. LBR

STR

14

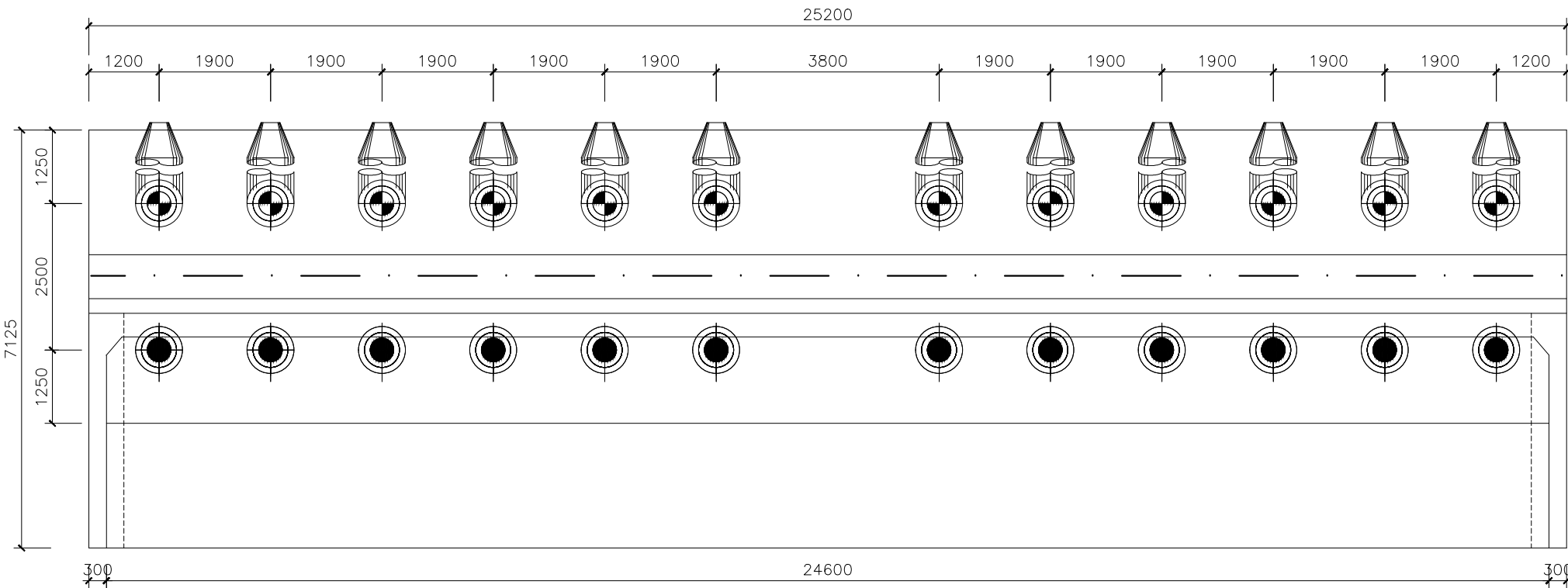
TGL. 10 JULI 2018

HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK  
MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADOPSI, MENGGANDAKAN TANPA  
IZIN TERTULIS.



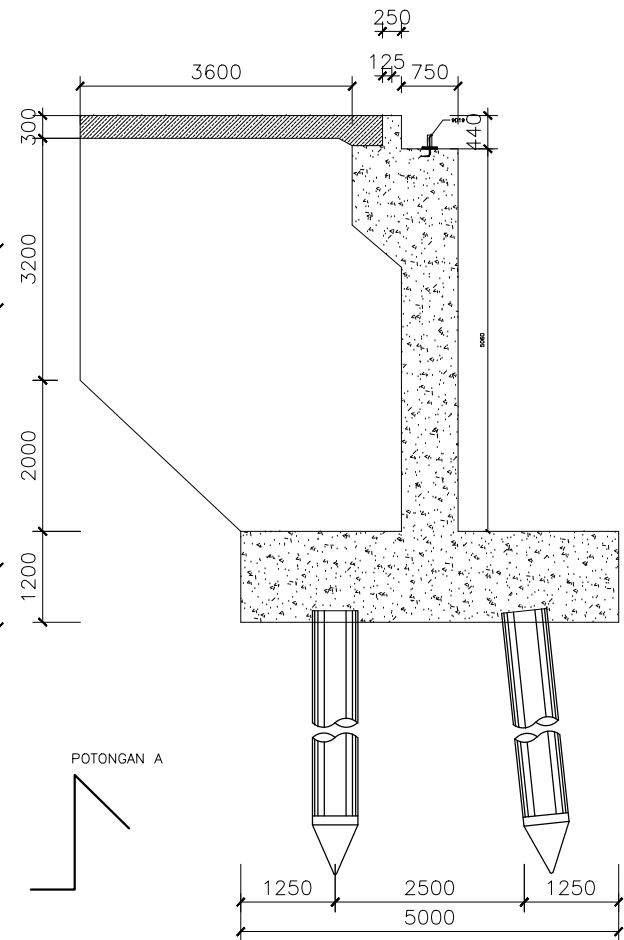
ABUTMEN SISI BELAKANG

SKALA 1:100



DENAH ABUTMENT A1

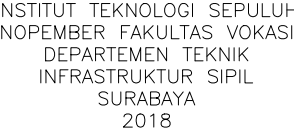
SKALA 1:100



POTONGAN A

SKALA 1:100





TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

DESA MANUNGGALE KAB.GRESIK JAWA TIMUR

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

r.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
P. 19600105198603100

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

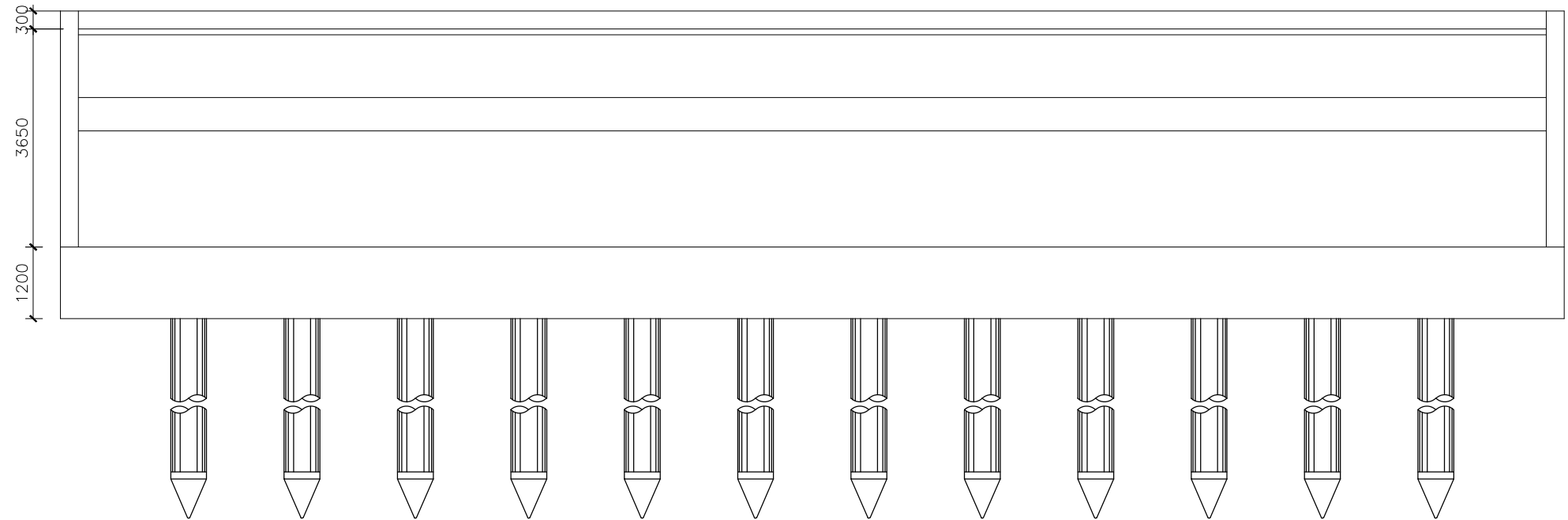
Nur Huda  
RP. 1011150000146

[illegible]

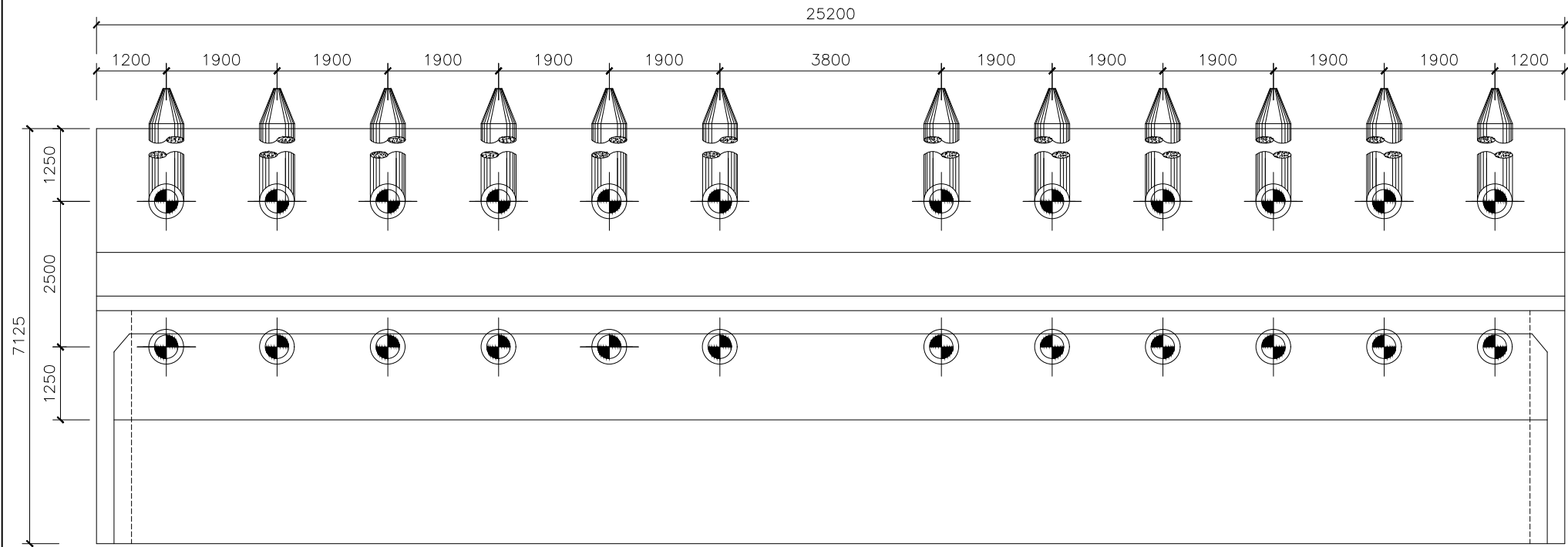
GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR		SKALA
DENAH ABUTMENT A2		1:100
DOKUMEN GAMBAR KERJA	KODE	NO. LBR
	STR	15
TGL. 10 JULI 2018		

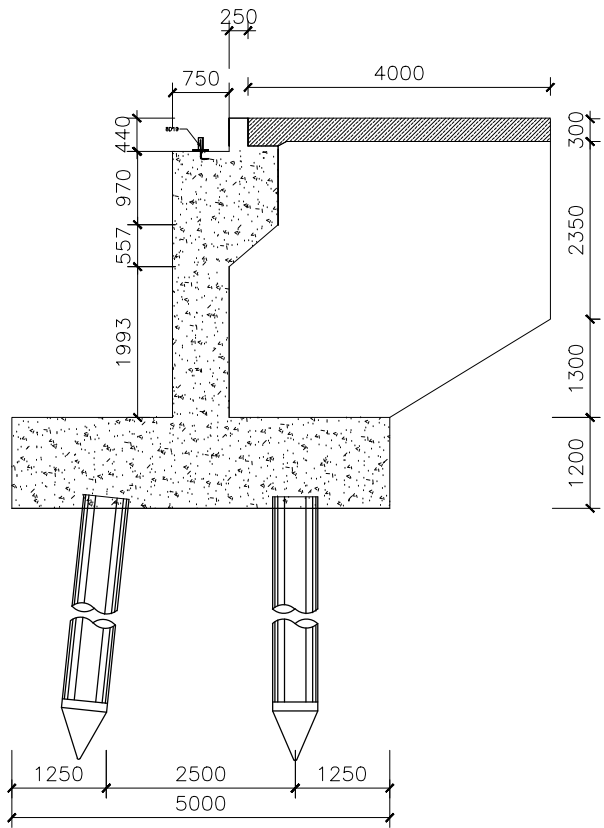
HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADOPSI, MENGGANDAKAN TANPA IZIN TERTULIS.



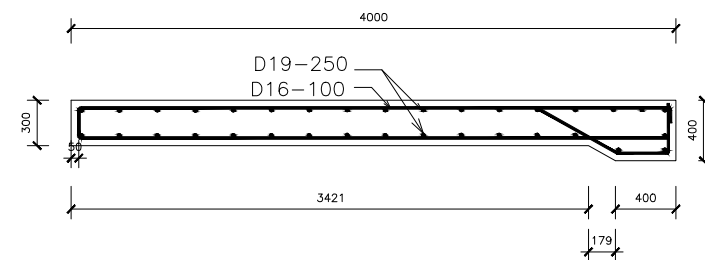
SKALA 1:100



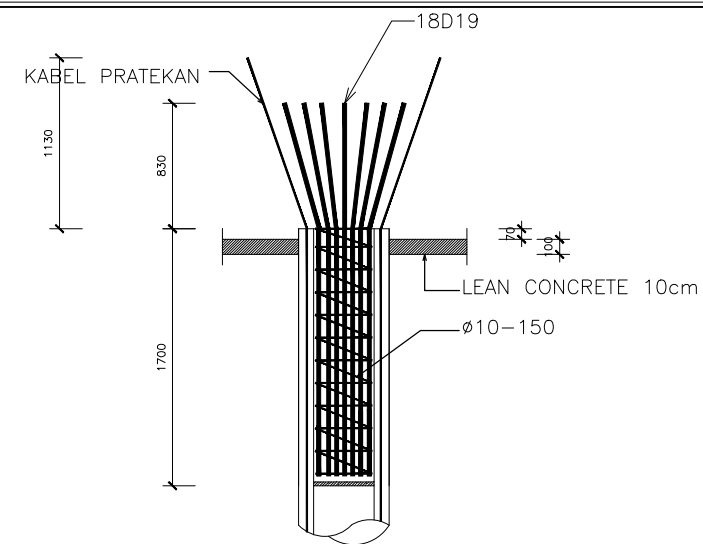
SKALA 1:100



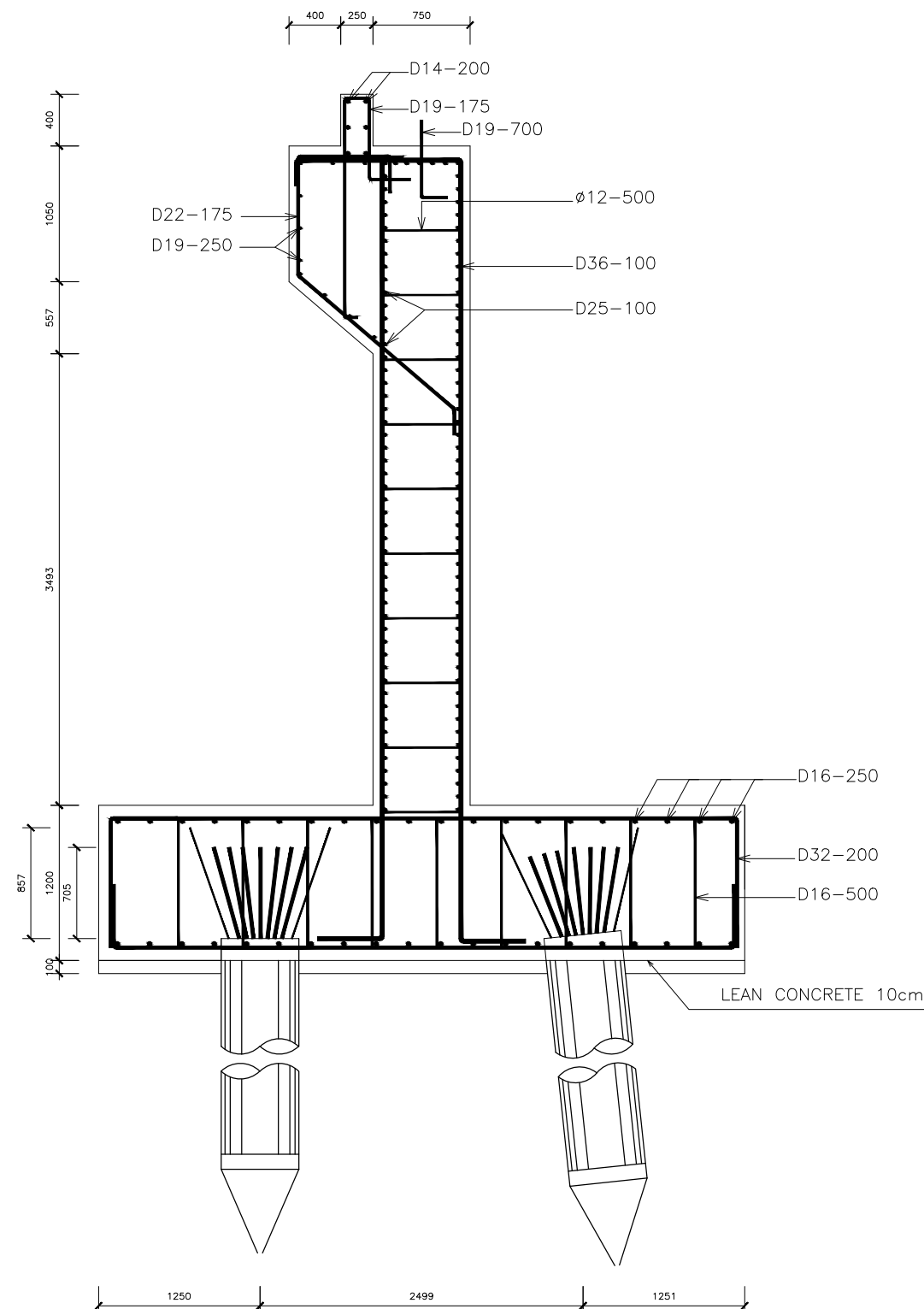
SKALA 1:100



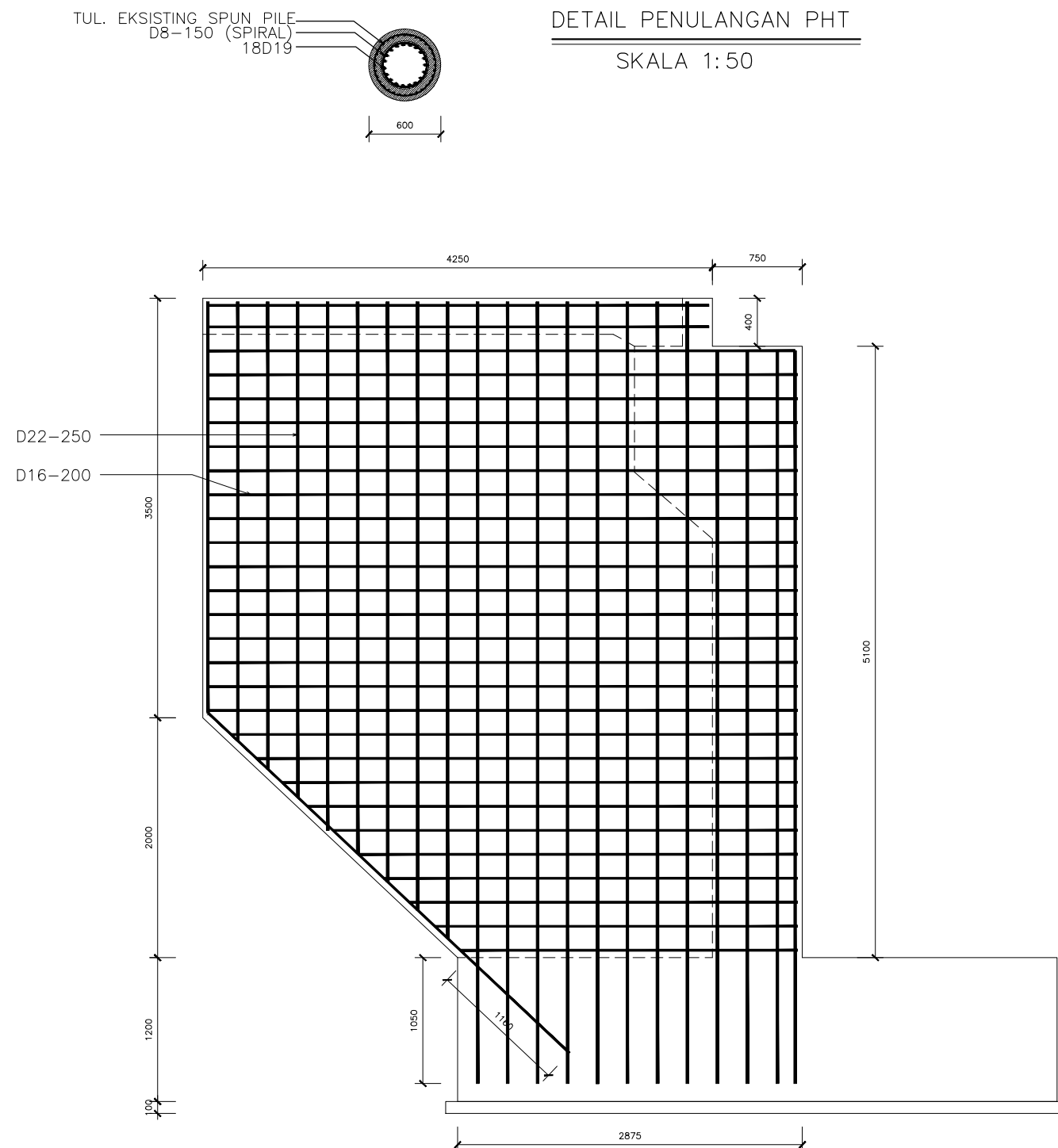
DETAIL PENULANGAN PLAT INJAK  
SKALA 1: 50



DETAIL PENULANGAN PHT  
SKALA 1: 50



DETAIL PENULANGAN ABUTMENT A1  
SKALA 1: 50



DETAIL PENULANGAN WINGWALL  
SKALA 1: 50



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL  
PENULANGAN  
ABUTMNET A1

1: 50

DOKUMEN  
GAMBAR KERJA

KODE

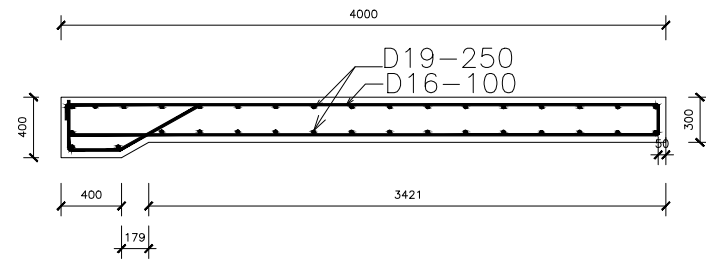
STR

NO. LBR

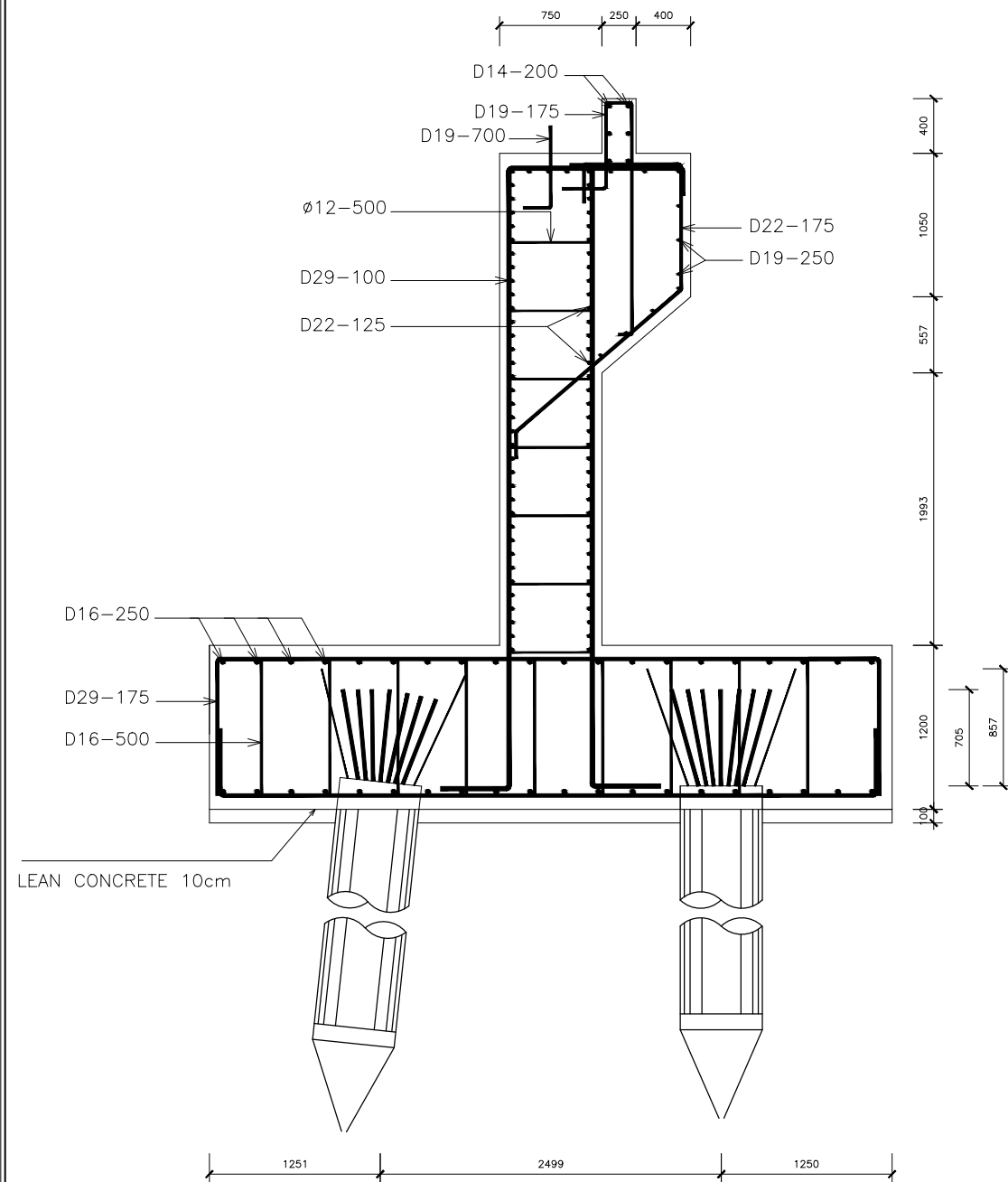
16

TGL. 10 JULI 2018

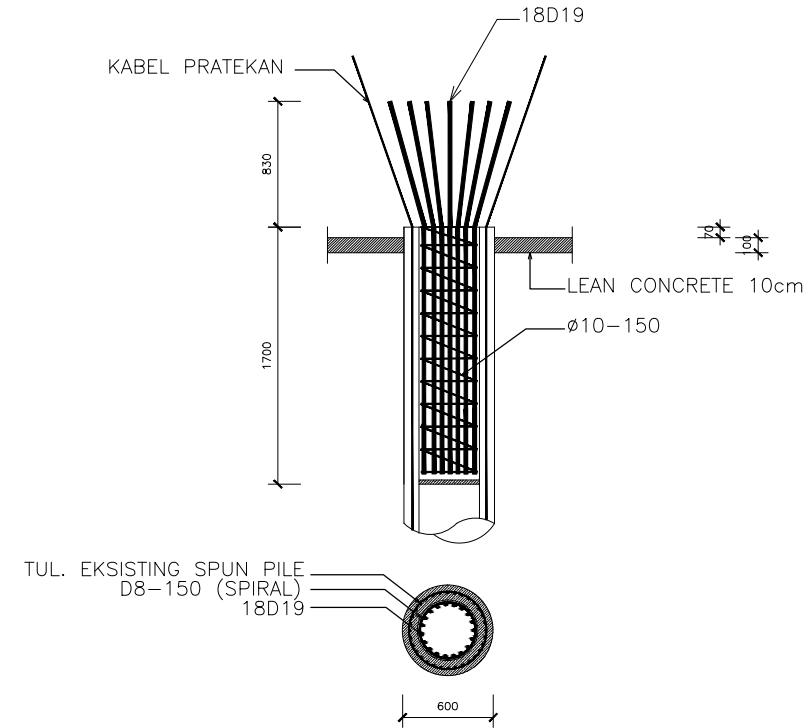
HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK  
MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADOPSII, MENGGANDAKAN TANPA  
IZIN TERTULIS.



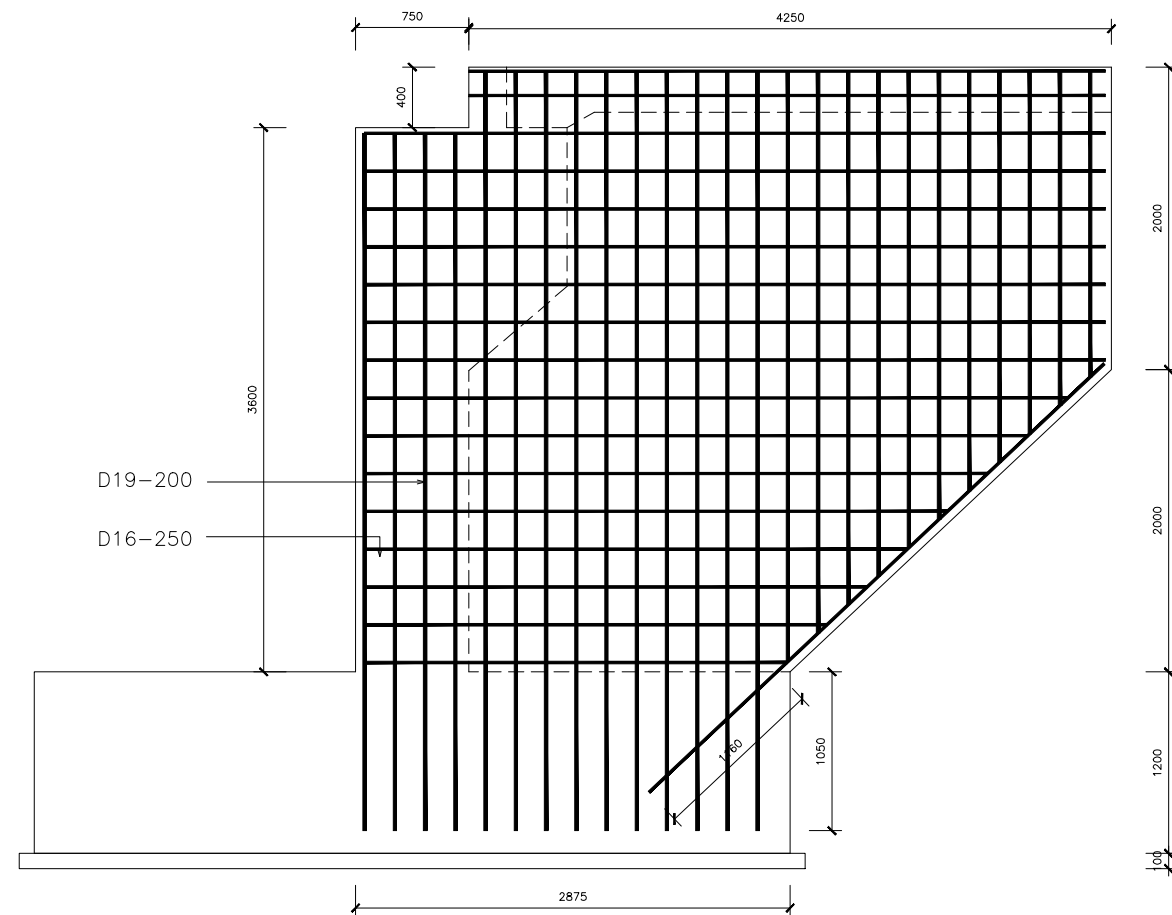
DETAIL PENULANGAN PLAT INJAK  
SKALA 1: 50



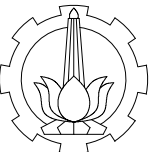
DETAIL PENULANGAN ABUTMENT A2  
SKALA 1: 50



DETAIL PENULANGAN PHT  
SKALA 1: 50



DETAIL PENULANGAN WINGWALL  
SKALA 1: 50



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER FAKULTAS VOKASI  
DEPARTEMEN TEKNIK  
INFRASTRUKTUR SIPIL  
SURABAYA  
2018

MATA KULIAH

TUGAS AKHIR TERAPAN  
(RC 145501)

JUDUL PROYEK

MODIFIKASI DESAIN STRUKTUR JEMBATAN  
EMBUNG STA 7+600 DENGAN MENGGUNAKAN  
PILE SLAB PADA PROYEK TOL  
KRIAN-LEGUNDI-BUNDER-MANYAR

LOKASI

DESA MANUNGAL KAB.GRESIK JAWA TIMUR

KETERANGAN

MUTU BETON: FC 30 Mpa  
FC 41 Mpa

MUTU BETON: FY 240 Mpa  
FY 400 Mpa  
FY 800 Mpa

GAMBAR DALAM SATUAN mm

DOSEN PEMBIMBING 1

Ir.Ibnu Pudji Rahardjo,MS  
NIP. 196001051986031003

DOSEN PEMBIMBING 2

Ir.Chomaedhi,CES.Geo  
NIP. 195503191984031001

MAHASISWA 1

Moh. Agus Setyawan  
NRP.10111500000113

MAHASISWA 2

Nur Huda  
NRP. 10111500000146

NO	KETERANGAN REVISI	TANGGAL

SUB KAWASAN/ BANGUNAN

GRESIK JAWA TIMUR

JUDUL GAMBAR

SKALA

DETAIL  
PENULANGAN  
ABUTMENT A2

1: 50

DOKUMEN GAMBAR KERJA	KODE STR	NO. LBR 17
-------------------------	-------------	---------------

TGL. 10 JULI 2018  
HAK CIPTA :  
SEMUA INFORMASI DAN DATA DALAM GAMBAR INI MENJADI HAK  
MILIK DAN DILINDUNGI OLEH UNDANG-UNDANG HAK CIPTA.  
DILARANG MENGAMBIL, MENGADAPSI, MENGGANDAKAN TANPA  
IZIN TERTULIS.